VALERIU NISTREANU MIHAELA AMALIA DIMINESCU

ÎNDRUMAR DE PROIECT
AHE – ARA

Editura PRINTECH
2007

Copyright © Printech, 2007
Editura acreditată de Consiliul Naţional al Cercetării Ştiinţifice din Învăţământul Superior

TIPAR:
Editura PRINTECH (SC ANDOR TIPO SRL)
Str. Tunari, nr. 11, sector 2, Bucureşti
Tel/fax 021.211.37.12

Descrierea CIP a Bibliotecii Naţionale a României

VALERIU NISTREANU
ÎNDRUMAR DE PROIECT AHE - ARA
Valeriu Nistreanu, Mihaela Amalia Diminescu
Bucureşti, Printech, 2007
Bibliogr.

ISBN 978-973-718-869-4

© Copyright 2007
Toate drepturile prezentei ediţii sunt rezervate editurii si autorilor. Nici o parte din această lucrare nu poate fi reprodusă, stocată sau transmisă indiferent prin ce formă, fără acordul prealabil scris al autorilor.

INTRODUCERE

Studenţii facultăţii de Energetică, specializările "Centrale Hidroelectrice", respectiv "Ingineria Mediului", au prevăzute în planul de învăţământ ore de proiect la disciplinele "Amenajări Hidroelectrice" şi respectiv "Amenajarea Resurselor de Apă". Programele analitice prevăd ca la aceste ore studenţii să se familiarizeze cu modul în care se calculează din punct de vedere hidraulic şi static principalele uvraje componente ale unei amenajări hidroelectrice.

În acest scop în lucrarea de faţă se exemplifică, pe un caz concret, unele din aceste calcule:

- calculul şi trasarea unei chei limnimetrice;
- calculul şi trasarea curbei de capacitate a unui lac de acumulare;
- atenuarea undei de viitură într-un lac de acumulare;
- determinarea înălţimii constructive a unui baraj;
- calculul înclinării paramenţilor la un baraj de greutate;
- calculul coeficientului de stabilitate a unui baraj de beton;
- calculul eforturilor totale la piciorul amonte şi la cel aval al unui baraj;
- determinarea volumului de beton necesar realizării unui baraj;
- calculul eforturilor principale şi trasarea liniilor de egal efort principal într-un baraj de beton;
- calculul hidraulic al unui deversor cu profil practic, al unei goliri de fund şi al unui disipator de energie;
- realizarea unei vederi în plan, secţiuni transversale tip şi a unor detalii la uvrajele avute în vedere.

Exemplificarea se face în cazul concret al unui baraj de greutate, situat într-un amplasament fictiv, cu caracteristici morfologice, geologice şi hidrologice cunoscute.

De asemenea trebuie precizat că unele faze ale realizării proiectului sunt simplificate:

- planul de situaţie fictiv al amplasamentului barajului şi profilul transversal al albiei sunt alese de către student;
- curba capacităţii lacului se trasează după relaţie analitică dată prin tema de proiect, iar volumul util, rezerva de fier şi volumul mort se admit cunoscute, ca nişte cote părţi din volumul total;
- curba de regim a debitelor în perioada de ape mari (unda de viitură) este de asemenea aleasă iniţial de către student;
- debitul maxim admis în calcul este cu asigurarea de 1% (fără a verifica clasa de importanţă a construcţiei) etc.;

Mai trebuie menţionat că partea grafică a proiectului (desene, diagrame, grafice) trebuie lucrată folosind scări standardizate. Standardele prevăd următoarele scări: 1:1; 1:2; (1:2,5); 1:5; multipli şi submultipli, adică 1:10; 1:20; (1:25); 1:50; sau 1:100; 1:200; (1:250); 1:500 etc. 1:0,1; 1:0,2; (1:0,25); 1:0,5 etc. Scările puse între paranteze sunt admise, dar nu sunt recomandate. Nu este admis să se lucreze cu alte scări (de exemplu 1:1,5 sau 1:4 etc.).

TEMA DE PROIECT

Pe un curs de apă a cărui pantă este i_m = 36 (‰), amplasamentul unui viitor baraj de greutate este caracterizat prin următoarele date:

1. *Date hidrologice*

- Debitul modul: $Q_m = 23\ (m^3/s)$;
- Debitul maxim cu asigurarea de 1%: $Q_{1\%}^{max} = 736\ (m^3/s)$;
- Durata maximă a viiturii: $t_0 = 132\ (h)$;
- Durata medie a viiturii: $t_m = (0{,}3...0{,}4)\cdot t_0 = 39...53\ (h)$;
- Durata de creştere a viiturii: $t_c = (0{,}25...0{,}3)\cdot t_0 = 33...40\ (h)$.

2. *Date morfologice*

- Deschiderea văii la cota retenţiei normale: $L = 440\ (m)$;
- Înălţimea de retenţie: $H_r = 104\ (m)$;
- Volumul total al acumulării la cota retenţiei normale: $V_t = 390\ (10^6\ m^3)$;
- Volumul util: $V_u = 0{,}7 \cdot V_t = 273\ (10^6\ m^3)$;
- Volumul mort şi rezerva de fier: $V_m + R_f = 0{,}3 \cdot V_t = 117\ (10^6\ m^3)$;
- Curba capacităţii lacului de acumulare: $V = a \cdot h^{2,6}$.

3. *Date geologice*

- Grosimea medie a stratului de aluviuni şi a deluviunilor: $h_{al} = 3\ (m)$;
- Grosimea medie a stratului de rocă alterată: $h_{ra} = 3\ (m)$;
- Coeficientul de frecare dintre beton şi rocă: $f = 0{,}658$;
- Rezistenţa admisibilă a rocii de fundaţie: $\sigma_{ad} = 50\ (daN/cm^2)$.

Memoriul scris şi piesele desenate vor conţine în mod obligatoriu următoarele:

1. Plan de situaţie, profil transversal al văii, curba capacităţii lacului, cheia limnimetrică a albiei minore.
2. Atenuarea undei de viitură.
3. Determinarea înălţimii constructive a barajului.
4. Calculul înclinării paramenţilor barajului de greutate cu parament amonte vertical şi cu ambii paramenţi înclinaţi.
5. Calculul coeficientului de stabilitate al barajului de greutate în ambele cazuri.
6. Calculul eforturilor totale la piciorul amonte şi la cel aval al barajului de greutate în ambele cazuri.
7. Determinarea volumului de beton al barajului de greutate în ambele cazuri.
8. Calculul eforturilor principale şi trasarea liniilor de egal efort principal pentru lac de acumulare gol şi lac de acumulare plin, în cazul barajului cu ambii paramenţi înclinaţi.
9. Calculul hidraulic al descărcătorilor de ape mari în cazul barajului de greutate cu ambii paramenţi înclinaţi: deversorul cu profil practic, golirile de fund, disipatorul de energie.
10. Vedere în plan, elevaţie, secţiuni transversale tip (plot deversor, plot nedeversor) şi detalii (rost de dilataţie, coronament, disipatorul de energie) în cazul barajului de greutate cu ambii paramenţi înclinaţi.

1. DATELE GENERALE ALE AMPLASAMENTULUI

1.1. Planul de situaţie şi profilul transversal al văii

Într-o situaţie concretă din realitate alegerea amplasamentului unui baraj se face ţinând seama de mai multe tipuri de condiţii: topografice şi morfologice, geologice, hidrologice şi geografice [1, pag. 186]

Din punct de vedere topografic, alegerea amplasamentului se face, pe hărţi topografice cu curbe de nivel, astfel încât capacitatea acumulării realizate să fie cât mai mare posibil la o înălţime dată a barajului. De regulă, din acest punct de vedere, se aleg acele amplasamente unde liniile de nivel arată o îngustare a albiei râului (secţiunea A-A în *figura 1*), ceea ce permite ca la un volum cât mai mic al lucrărilor necesare realizării barajului să se obţină un volum cât mai mare al acumulării.

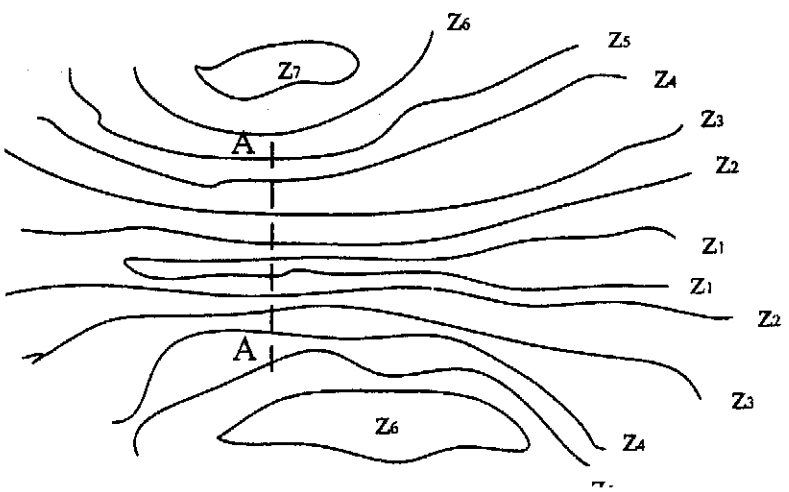


Figura 1: Alegerea amplasamentului unui baraj funcţie de condiţiile topografice

Folosind planul de situaţie şi intersecţia axei A – A cu liniile de nivel (*figura 1*) rezultă profilul transversal al albiei în viitorul amplasament.

În cazul proiectului didactic nu dispunem de hărţi reale şi lăsăm studentului libertatea să-şi stabilească profilul transversal al văii şi implicit planul de situaţie al amplasamentului. Aceasta se va face pe un format A_3 (420 x 297 mm) de hârtie milimetrică. Folosind scări standardizate, în

partea de sus a formatului, se reprezintă datele cunoscute din tema de proiect: deschiderea văii la cota retenției normale L şi înălțimea de retenție H_r. Prin cele două puncte distanțate cu L şi tangent la linia situată mai jos cu H_r, se trasează o formă a văii, cât mai apropiată de o albie naturală. Trebuie evidențiate albia minoră şi cea majoră, aşa cum se observă în *figura 2*. Nu se recomandă ca forma aleasă a albiei să fie simetrică. Linia care arată forma văii reprezintă *linia terenului natural* (*l.t.n.*).

În partea de jos a formatului, pe axa viitorului baraj (A – A în *figura 2*) se transferă punctele de intersecție ale liniei terenului natural cu orizontale duse la diferite cote (de exemplu din 5 în 5 m sau din 10 în 10 m). Pe figura 2, punctul B (intersecția *l.t.n.* cu orizontala cotei de 440 mdM) se transferă în B_1 pe axa barajului etc.

Prin aceste puncte (B_1, C_1, ...) se trasează aleatoriu izoliniile de egal nivel (intersecțiile reliefului cu planuri orizontale duse la cote diferite).

Profilul transversal al albiei şi planul de situație astfel obținute devin date cunoscute ale proiectului.

1.2. Curba capacității lacului

În scopul obținerii regularizării dorite a debitelor se folosesc fie acumulări naturale, fie artificiale. Prin acumulări naturale se înțeleg acele lacuri sau iazuri existente pe cursurile de apă, la care s-au făcut amenajări pentru a putea dirija regimul de curgere în aval de acestea. Mult mai des se folosesc însă lacurile create artificial, prin bararea unui curs de apă.

După *modul* în care sunt *utilizate*, acumulările pot fi împărțite în:

- *acumulări permanente*, care sunt destinate reținerii apei pe o perioadă mai îndelungată, situația normală de exploatare fiind menținerea acumulării pline (aceste acumulări se folosesc pentru deservirea cu apă a unor folosințe diverse);
- *acumulări nepermanente*, destinate reținerii apei pe o perioadă de timp relativ redusă, situația normală de exploatare fiind de a menține acumulările goale, ele fiind folosite pentru reținerea apelor mari, în perioada de viitură (atenuarea viiturilor);
- *acumulări de tip mixt*, în care se menține o tranşă permanentă şi o tranşă nepermanentă. De regulă lacurile mari ale amenajărilor hidroenergetice sunt de tip mixt.

Orice acumulare se caracterizează printr-o *curbă de capacitate a lacului*, care reprezintă dependența grafică dintre volumul de apă acumulat în lac şi nivelul apei în lac, V=V(h) sau V=V(z).

Nivelul poate fi exprimat în cote absolute *z*, față de nivelul mării (mdM), sau în cote relative față de talvegul secțiunii transversale la baraj, *h*, (m).

Într-un lac de acumulare există câteva niveluri caracteristice, ilustrate în *figura* 3:

- **nivelul retenției normale, NRN**, este nivelul maxim la care se poate ridica apa în lac în condiții normale de exploatare. De obicei acest nivel coincide cu cel la care se găseşte amplasată creasta deversorului, astfel încât la depăşirea acestui nivel apa începe să deverseze peste baraj. În perioada de exploatare normală nu este admisă depăşirea nivelului retenției normale;

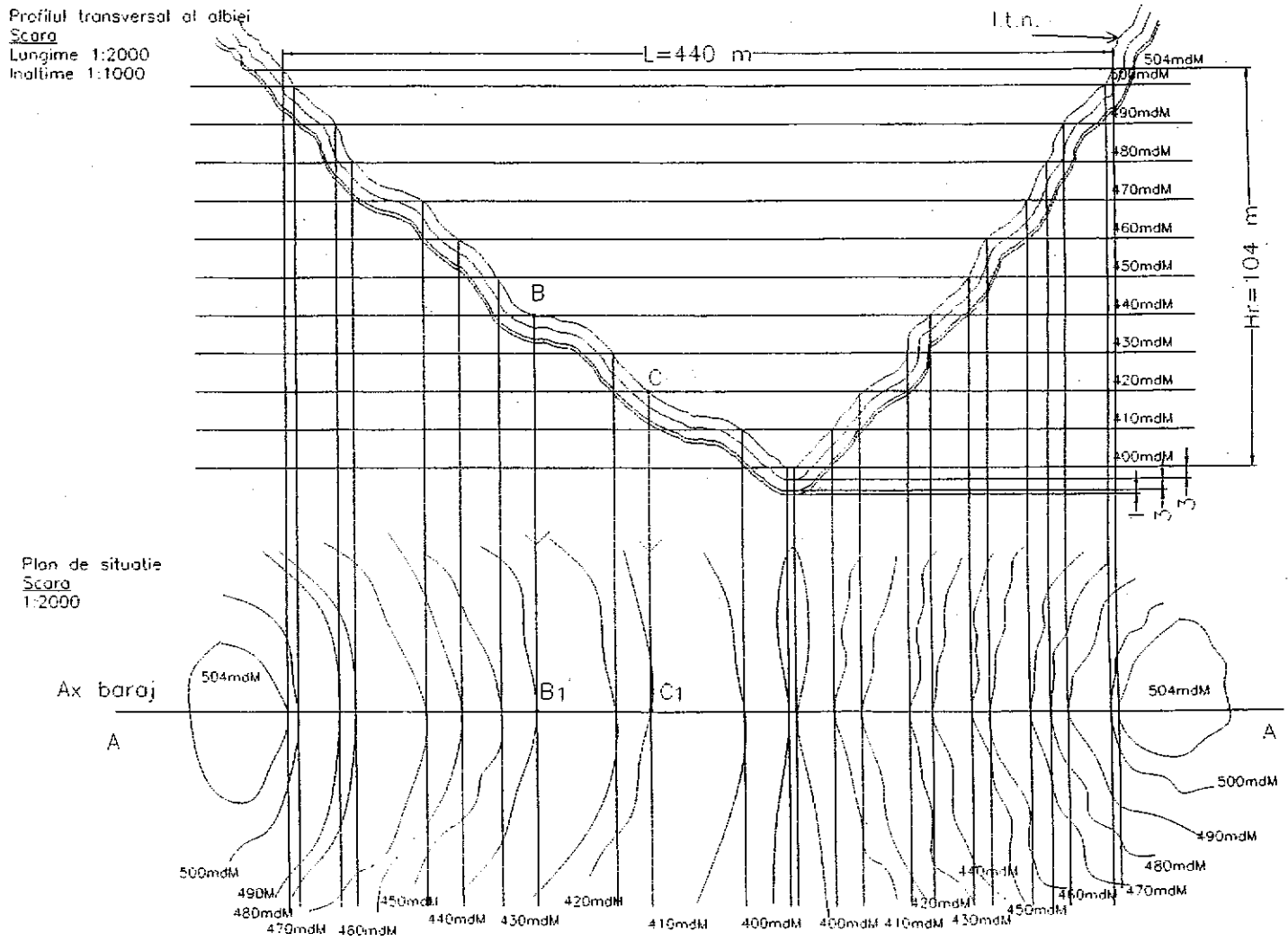


Figura 2: Planul de situație și profilul transversal al văii

- **nivelul maxim excepţional, NME,** reprezintă nivelul maxim posibil în lacul de acumulare, ce poate fi atins doar în perioadele de viitură. Diferenţa dintre NME şi NRN reprezintă înălţimea maximă a lamei deversante a apei peste deversorul ce permite evacuarea debitelor catastrofale în bieful aval. Ridicarea apei în lac la cote superioare nivelului retenţiei normale, mergând până la NME, este permisă numai în perioadele în care pe râul respectiv apar viituri;

- **nivelul minim normal, NmN,** este nivelul minim la care poate coborî apa în lacul de acumulare în timpul exploatării normale, obişnuindu-se denumirea de *nivel minim de exploatare*. Acest nivel de găseşte întotdeauna deasupra muchiei superioare a prizei de apă – PA;

- **nivelul minim excepţional, NmE,** nivel care se poate atinge doar în cazul unor situaţii de excepţie (perioade secetoase, avarii grave în sistemul energetic, etc.). Acest nivel este cel al radierului (muchiei inferioare) prizei de apă.

Corespunzător acestor niveluri în lac există şi următoarele volume caracteristice, evidenţiate şi pe curba de capacitate:

- **volumul util, V_u**, cuprins între NmN şi NRN, este volumul de apă efectiv utilizat pentru satisfacerea consumatorilor (CHE, alimentare cu apă, irigaţii etc.);

- **volumul de protecţie, V_P,** cuprins între NRN şi NME , reprezintă volumul folosit în perioadele de viitură pentru reţinerea unei cote parţi din volumul de apă adus de viitură. Astfel se asigură protejarea biefului aval împotriva efectelor distrugătoare ale inundaţiilor . Este interzisă utilizarea acestui volum în perioadele normale de exploatare. De asemenea este evident că atenuarea viiturii va fi cu atât mai importantă cu cât volumul de protecţie va fi mai mare;

- **rezerva de fier, V_{rf},** reprezintă volumul cuprins între NmE şi NmN, volum care este menţinut în lacul de acumulare ca rezervă pentru cazul unor situaţii excepţionale;

- **volumul mort, V_m,** reprezintă volumul situat sub NmE care nu mai poate fi folosit pentru satisfacerea cerinţelor consumatorilor, apa nu mai putând fi prelevată cu ajutorul prizei de apă. Volumul mort serveşte şi ca volum în care se depun aluviunile aduse de râu în lacul de acumulare. Apa care ocupă acest volum poate fi folosită, în cazuri excepţionale pentru irigaţii, alimentarea cu apă a unor aşezări omeneşti, asigurarea unui debit salubru în bieful aval, etc. Acesta se poate realiza prelevând apa cuprinsă în volumul mort prin golirea de fund a barajului.

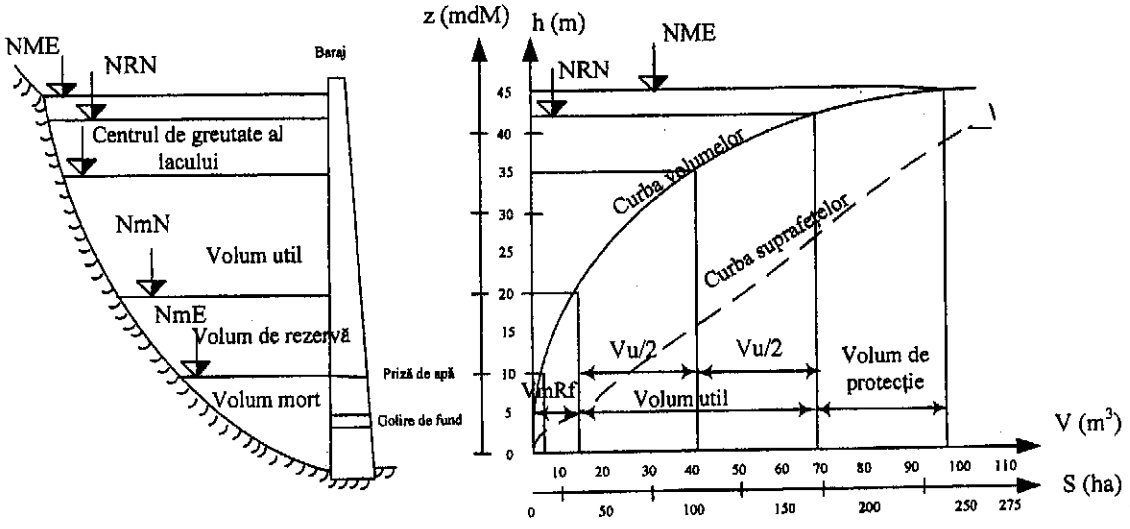


Figura 3: Curba de capacitate a lacului de acumulare

Curba capacității unui lac se construiește folosind ridicările topografice reprezentate pe hărți topografice, așa cum se vede în *figura 4*, de mai jos:

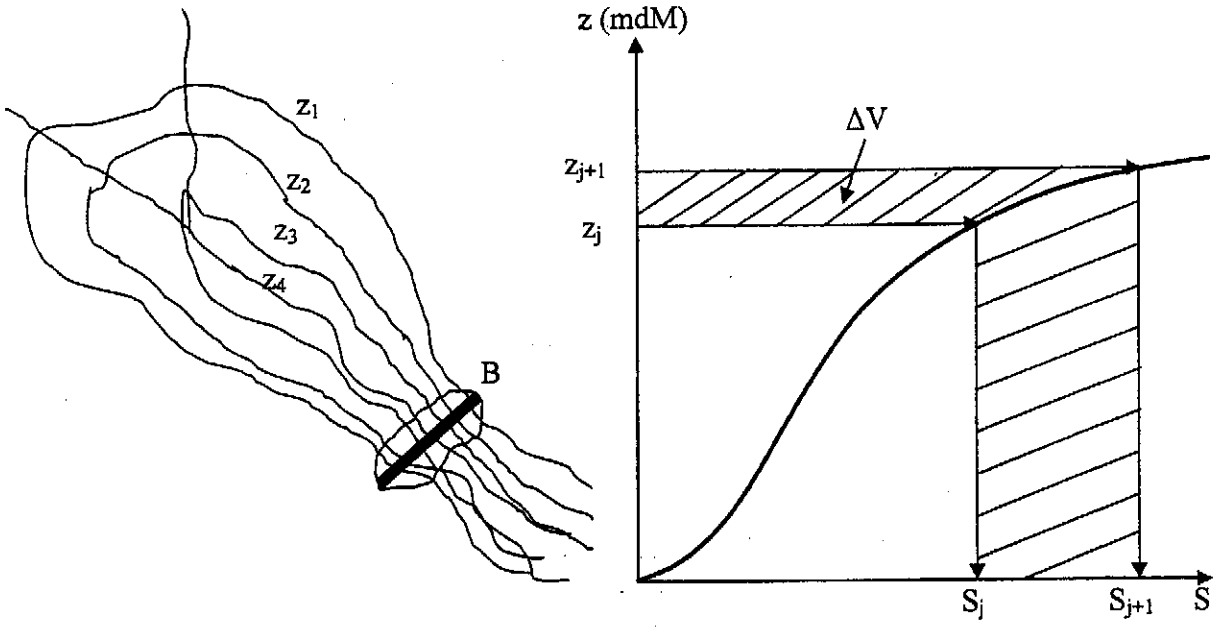


Figura 4.: Curba S(z) la un lac de acumulare

Planimetrând suprafața cuprinsă între baraj și curba de nivel se obține valoarea suprafeței oglinzii apei la cota respectivă. Se poate astfel trasa o curbă S = S(z). Volumul de apă existent în lac între două cote oarecare, z_j și z_{j+1}, va fi dat de expresia:

$$\Delta V_{j,j+1} = \frac{1}{2}\left(S_j + S_{j+1}\right)\cdot\left(z_{j+1} - z_j\right)$$

Plecând de la cota talvegului se pot determina, în acest mod, o succesiune de puncte ale curbei V=V(z) folosind relația:

$$V_{j+1} = V_j + \Delta V_{j,j+1}$$

Deoarece în cadrul acestui proiect studentul nu dispune de o hartă cu linii de nivel, curba capacității lacului se adoptă ca fiind reprezentată de o relație analitică de forma $V = a \cdot h^{2,6}$. Constanta "*a*" se determină din condiția ca la h = H_r, volumul lacului să fie V = V_t. Rezultă

$$a = \frac{V_t}{H_r^{2,6}} = \frac{390 \cdot 10^6}{104^{2,6}} = 2222{,}173$$

Curba V = V(h) va fi reprezentată deci din relația

$$V = 2222{,}173 \cdot h^{2,6} \qquad (1)$$

Dând diverse valori lui h se obțin datele din *tabelul 1*

Volumul de protecție, care servește la reținerea unei părți din volumul de apă adus de undele de viitură și care este redistribuit în bieful aval într-un timp mai îndelungat, se determină cu relația:

$$V_p = V_1 - V_t,$$

unde V_1 este volumul total din lac corespunzător unui nivel cu 5 metri deasupra NRN:

$$V_1 = a \cdot (H_r + 5)^{2,6} = 2222,173 \cdot 109^{2,6} = 440,643 \ (10^6 \text{ m}^3)$$

rezultă volumul de protecție:

$$V_p = 440,643 - 390 = 50,643 \ (10^6 \text{ m}^3)$$

Tabelul 1: Calculul volumului de apă din lacul de acumulare

h (m)	V (10^6 m^3)
0	0,00
10	0,88
20	5,36
30	15,39
40	32,52
50	58,09
60	93,32
70	139,33
80	197,16
90	267,80
100	352,19
104	390,00
109	440,64

Curba de capacitate a lacului de acumulare, trasată cu niveluri astfel calculate, este prezentată în *figura 5*.

Conform temei de proiect rezultă imediat :

- volumul mort şi rezerva de fier

$$V_m + R_f = 0,3 \cdot V_t = 117 \quad \left(10^6 m^3\right)$$

- volumul util

$$V_u = 0,7 \cdot V_t = 273 \quad \left(10^6 m^3\right)$$

Din curba capacității lacului (*figura 5*), pentru aceste volume rezultă cotele nivelurilor caracteristice:

- *nivelul minim normal,* Z_{NmN} = 466,5 (mdM);
- *nivelul retenție normale,* Z_{NRN} = 504 (mdM).

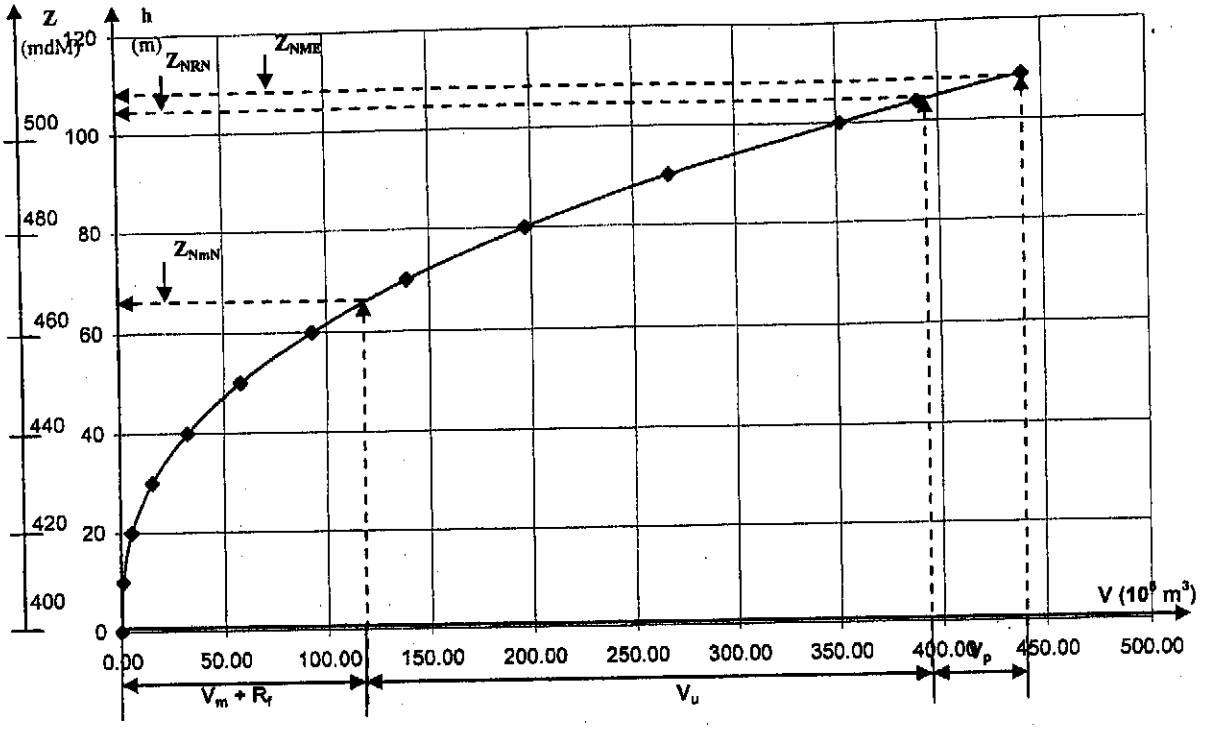


Figura 5: Curba de capacitate a lacului de acumulare

1.3. Cheia limnimetrică a albiei minore

Debitul de apă al unui râu variază, atât în timp cât şi în spaţiu. Într-o secţiune a unui râu există o dependenţă între debit şi suprafaţa secţiunii, perimetrul udat, raza hidraulică, adâncimea medie etc., cât şi între debit şi niveluri.

Cheia limnimetrică reprezintă corespondenţa biunivocă dintre debitul de apă şi nivelul apei într-o secţiune dată. Această corelaţie nu este întotdeauna uniformă în condiţii naturale, existând cazuri în care pentru acelaşi nivel se măsoară debite diferite sau acelaşi debit este înregistrat la niveluri diferite. Acest lucru poate avea mai multe cauze cum ar fi erodarea albiilor, creşterea vegetaţiei, remuul variabil din perioada viiturii, modificarea rugozităţii albiei etc. Cu ajutorul cheii limnimetrice se poate stabili foarte uşor ce debit curge pentru un nivel dat sau ce nivel există în albie la o anumită valoare a debitului.

Cheia limnimetrică se poate obţine prin măsurători directe de debite şi niveluri, sau se poate realiza prin calcul folosind relaţia lui Chézy şi presupunând regimul de curgere ca fiind uniform:

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}, \qquad Q = v \cdot A, \qquad Q = A \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i} \tag{2}$$

unde: A – aria secţiunii vii; C – coeficientul Chézy; R – raza hidraulică a albiei, calculată prin raportul dintre aria secţiunii vii şi perimetrul udat, $R = \frac{A}{P}$; i – panta medie a suprafeţei libere.

Pentru coeficientul lui Chézy se poate folosi relaţia lui Manning, $C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$, în care n este coeficientul de rugozitate care caracterizează perimetrul secţiunii vii. Cu cât rugozitatea este mai mare, cu atât n este mai mare şi capacitatea de transport a albiei scade.

În cazul aplicaţiei din proiect calculul se va face tabelar, pentru înălţimi din 0,5 m în 0,5 m şi acesta se va întrerupe în momentul în care debitul rezultat prin calcul este mai mare decât debitul maxim cu asigurarea1%, $Q_{1\%}^{max} = 736\ (m^3/s)$ (vezi *tabelul 2*). În acest tabel aria secţiunii vii A şi perimetrul udat P se determină prin planimetrare şi măsurarea pe desen, ţinând seama de scara desenului.

Tabelul 2: Calculul mărimilor necesare trasării cheii limnimetrice

h (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	C	Q (m^3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	2,90	8,92	0,33	23,70	7,45
1,00	7,10	12,06	0,59	26,16	27,06
1,50	12,11	14,83	0,82	27,62	57,32
2,00	17,88	17,70	1,01	28,62	97,54
2,50	24,75	21,61	1,15	29,22	146,84
3,00	32,79	25,12	1,31	29,87	212,37
3,50	42,53	29,74	1,43	30,33	292,58
4,00	53,51	32,96	1,62	30,97	400,72
4,50	65,48	36,05	1,82	31,56	528,38
5,00	78,37	39,15	2,00	32,08	674,85
5,5	92,22	42,15	2,19	32,55	842,47

Aceste valori se reprezintă pe hârtie milimetrică, minimum format A4, după cum se evidenţiază şi în *figura 6*. Din cheia limnimetrică, pentru debitul maxim $Q_{1\%}^{max} = 736\ (m^3/s)$, rezultă un nivel al apei în albia minoră de $h_{av} = 5,2$ (m).

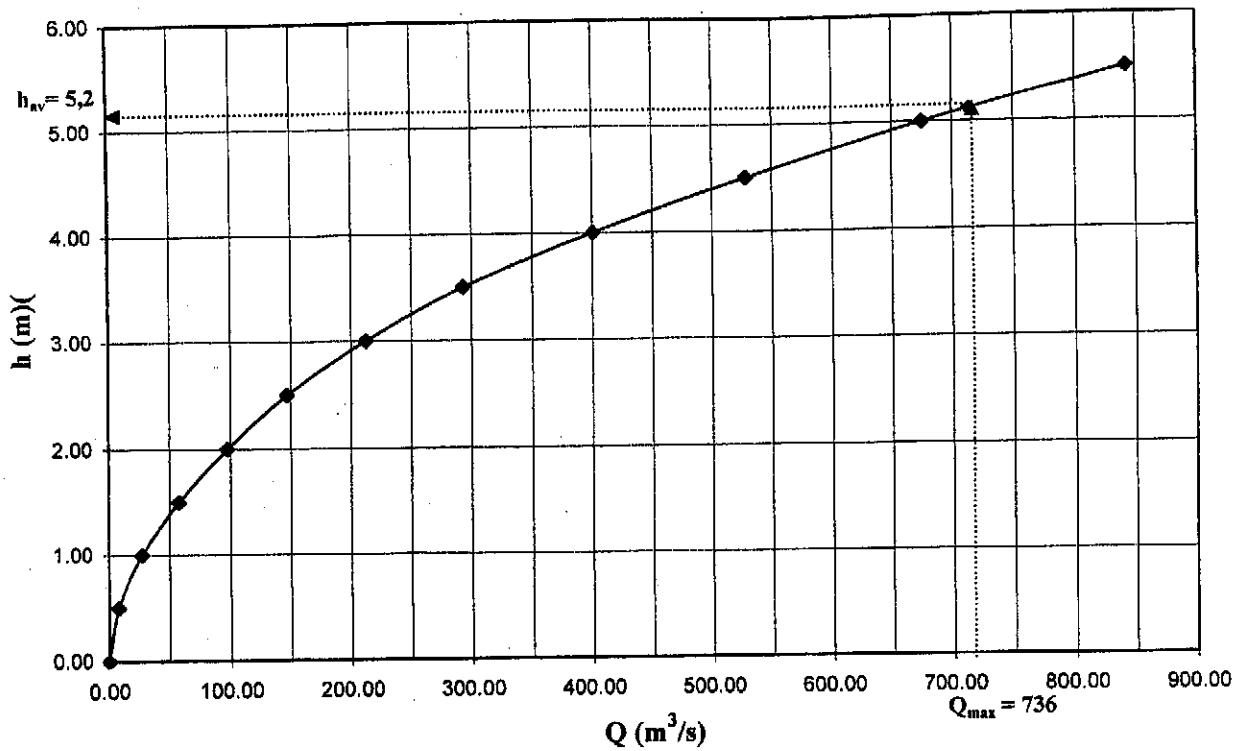


Figura6: Cheia limnimetrică a albiei minore

2. ATENUAREA UNDEI DE VIITURĂ

2.1. Elemente teoretice generale [4, pag 132]

Aşa cum s-a menţionat deja, volumul de protecţie V_p este rezervat în marile lacuri pentru a realiza atenuarea debitelor maxime din perioada viiturilor. Atenuarea debitelor se face prin stocarea în lacul de acumulare a unui volum mare de apă, adus în timpul viiturilor şi restituirea acestuia în timp, cu un debit mai mic decât cel afluent. Prin realizarea lacului de acumulare se atenuează viiturile şi deci se micşorează impactul negativ al acestora. De asemenea sunt favorizate regularizările cursurilor de apă, desecările terenurilor mlăştinoase, irigarea terenurilor agricole.

Un lac de acumulare artificial, creat prin construcţia unui baraj, influenţează prin posibilităţile sale de înmagazinare şi prin capacitatea de evacuare a descărcătorilor săi regimul de curgere al viiturilor. La cererea beneficiarilor unele lacuri sunt astfel dimensionate încât debitul maxim cu o asigurare dată care intră în lac, este redus într-o măsură impusă. Deşi, în general, nivelul apei în lac se găseşte sub nivelul deversorilor de suprafaţă şi deci, o parte din volumul de apă al viiturii se poate înmagazina în lac, este recomandabil a nu se conta pe acest aport.

De aceea calculul atenuării se face considerând că la începutul viiturii, apa în lac se găseşte la cota crestei deversorului şi ca urmare numai volumul situat deasupra acestei cote contribuie la reducerea debitelor efluente din lac. Pentru siguranţă, se consideră că descărcătorii de adâncime nu funcţionează din cauza blocării lor cu corpuri în suspensie sau defecţiunii vanelor. În cazul deversorilor prevăzuţi cu stavile este nevoie de o prognoză exactă a apelor mari şi o funcţionare desăvârşită a instalaţiilor hidromecanice. În oricare din situaţii, peste nivelul maxim excepţional se lasă un spaţiu de gardă până la coronament, pentru ca valurile provocate de vânt să fie reţinute în lac.

Volumul de protecţie este utilizat pentru menţinerea pe o perioadă scurtă de timp a unei părţi a volumului adus de viitură. Acest volum este redat râului într – o perioadă mai mare de timp. Astfel, se micşorează valoarea debitului maxim care curge pe râu în aval de baraj, proporţiile inundabilităţii terenului scăzând (vezi *figura 6a*). Raportul dintre Q_{ef}^{max} şi Q_{af}^{max} se defineşte drept coeficient de atenuare a viiturii

$$\alpha = \frac{Q_{ef}^{max}}{Q_{af}^{max}} \tag{3}$$

Cu cât valoare debitului maxim efluent (sau defluent) este mai mică, cu atât atenuarea undei de viitură este mai bună, iar volumul de protecţie, asigurat prin supraînălţarea barajului peste cota retenţiei normale, are o eficienţă mai bună.

În condiţiile economice ale ţării noastre se consideră că un lac de acumulare, având ca scop principal o folosinţă energetică sau de alimentare cu apă a unor consumatori, merită a fi

supradimensionat cu volumul de protecție, dacă se găsește un coeficient de atenuare $\alpha \leq 0{,}85$, adică dacă valorile maxime ale debitelor afluente sunt micșorate cu cel puțin 15%.

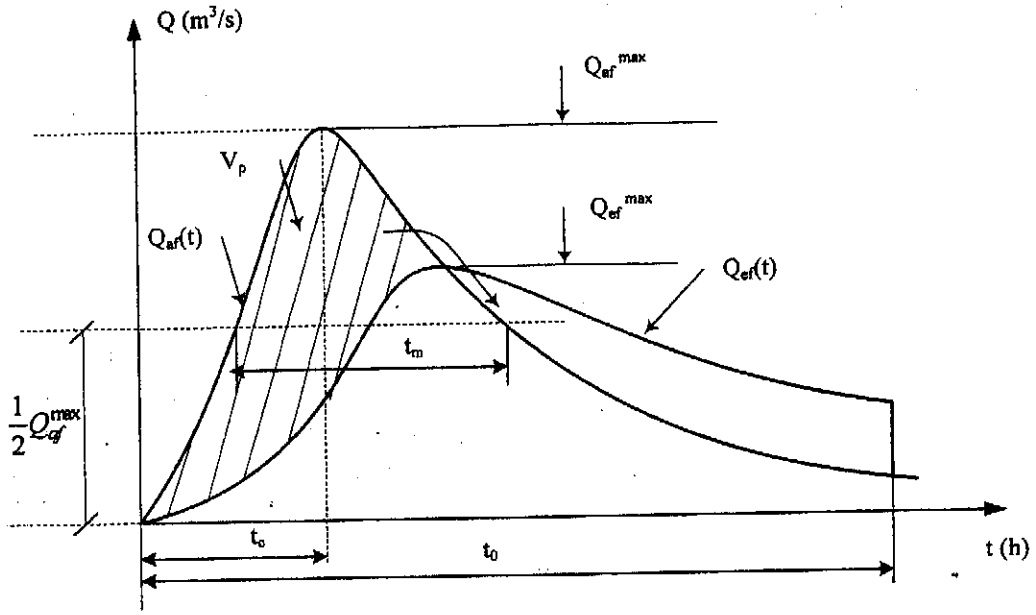


Figura 6a: Atenuare undei de viitură

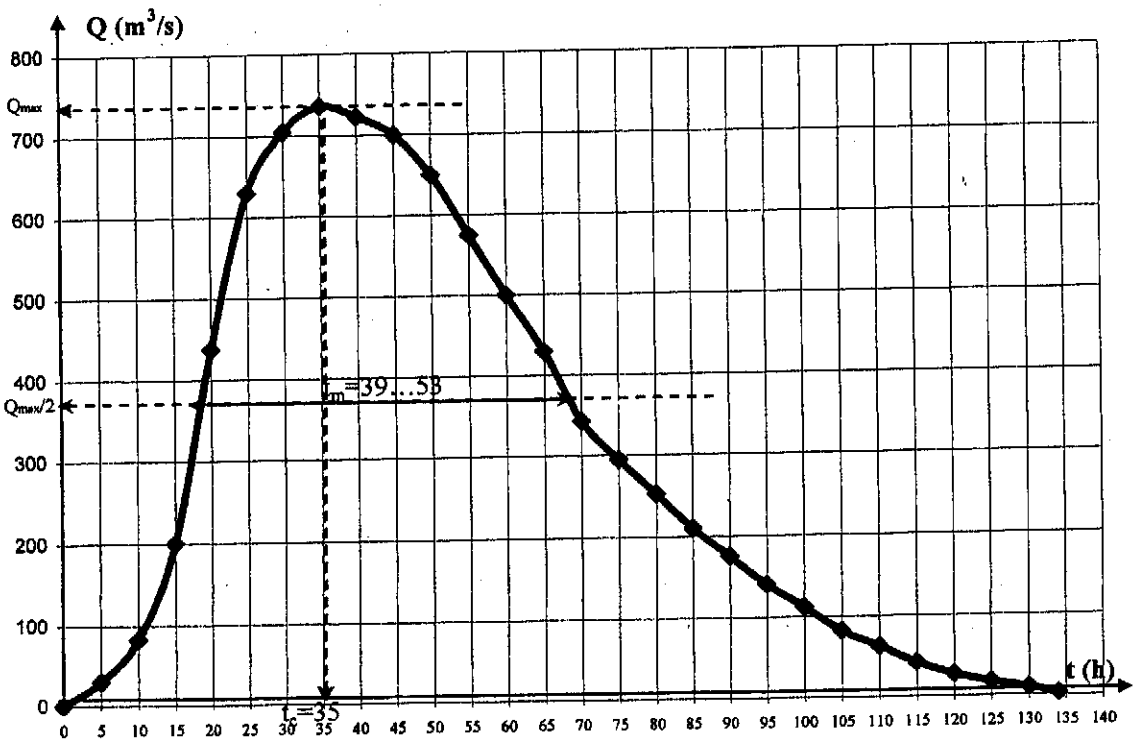


Figura 7: Unda de viitură

Folosind scări standardizate, pe un format A3 de hârtie milimetrică, cu valorile t_0 = 132 (h), t_c = 35(h) şi t_m= 32 ... 53 (h), se trasează o curbă continuă, având o alură ca cea din *figura 7*.

Această curbă Q_{af} (t) devine un element cunoscut al proiectului, cu care se lucrează în continuare.

Calculul atenuării undei de viitură se poate face prin două metode:

I. Metoda simplificată;

II. Metoda grafo – analitică

2.2. Metoda simplificată [4, pag. 133]

Prin metoda simplificată se urmăreşte determinarea coeficientului α la diferite valori ale volumului de protecţie, cât şi alegerea lăţimii *b* a deversorului. Această metodă constă în aproximarea undei de viitură cu o undă schematizată sub formă de triunghi (OAB din *figura 8*), cu o durată de t_0' ore mai mică decât t_0. Volumul undei schematizate, V_v, trebuie să fie aproximativ egal cu volumul real al undei de viitură.

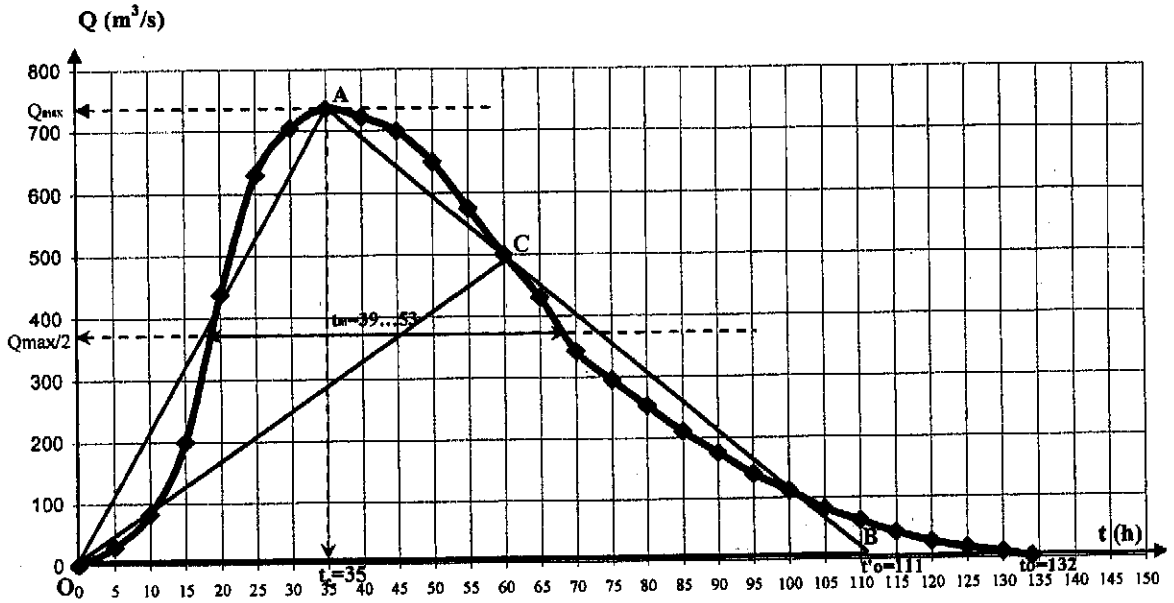


Figura 8: Metoda simplificată

De asemenea se admite că debitul evacuat peste deversor (efluent) variază liniar cu timpul (OC). Din *figura 8* în care triunghiul OAC reprezintă la scara desenului chiar volumul de protecţie V_p, rezultă:

$$V_p = V_{\Delta OAB} - V_{\Delta OBC}; \qquad V_v = \frac{1}{2} Q_{af}^{max} t_0' \tag{4}$$

$$V_p = \frac{1}{2} Q_{af}^{max} t_0' - \frac{1}{2} Q_{ef}^{max} t_0' = V_v - \frac{1}{2} Q_{ef}^{max} \cdot t_0'$$

Împărțind acum cu V_v și ținând seama de relația (4) se obține:

$$\frac{V_p}{V_v} = 1 - \frac{Q_{ef}^{max}}{Q_{af}^{max}} = 1 - \alpha \quad \text{și deci} \quad \alpha = 1 - \frac{V_p}{V_v}, \tag{5}$$

Cunoscând volumul viiturii V_v și V_p se poate deci determina coeficientul α de atenuare a viiturii. Acest calcul rapid se poate efectua în fazele de anteproiectare, pentru un număr mai mare de variante ale volumului de protecție, admițând ulterior acel volum de protecție pentru care atât α, cât și valoarea supraînălțării barajului, sunt convenabile.

Metoda simplificată nu urmărește să determine curba debitelor efluente și din acest motiv nu se face nici o ipoteză asupra alurii acestei curbe, după atingerea valorii maxime Q_{ef}^{max}. Se poate alege o dreaptă orizontală sau o dreaptă înclinată, aceasta neavând nici o influență asupra calculului coeficientului de atenuare.

Pentru datele din proiect, (Q_{af}^{max} = 736 (m^3/s), t'$_0$ =111 (h) – citit pe grafic), rezultă volumul viiturii:

$$V_v = \frac{1}{2} \cdot 736 \cdot 1[illegible] \cdot 3600 = 147 \cdot 10^6 (\text{m}^3) \tag{6}$$

Pentru diferite valori ale supraînălțării barajului peste cota retenției normale, $h_d = h - H_r$, se obțin diferite valori posibile ale volumului de protecție V_p și folosind *formula (5)* și valoarea volumului viiturii V_v dată de *(6)*, se obțin datele din *tabelul 3*.

Tabelul 3: Calculul coeficientului de atenuare, α

h	h_d	V_t	Vp	α
m	m	10^6 m^3	10^6 m^3	-
104	0	390	0	1
104,5	0,5	394,894	4,894	0,967
105	1,0	399,825	9,825	0,933
105,5	1,5	404,794	14,794	0,899
106	2,0	409,801	19,801	0,865
106,5	2,5	414,846	24,846	0,831
107	3,0	419,929	29,929	0,796
107,5	3,5	425,050	35,050	0,762
108	4,0	430,209	40,209	0,726
108,5	4,5	435,407	45,407	0,691
109	**5,0**	**440,643**	**50,643**	**0,655**
109,5	5,5	445,918	55,918	0,620
110	6,0	451,231	61,231	0,583

Din acest tabel se observă că pentru supraînălțări de peste 3 m, coeficientul de atenuare α are valori mai mici de 0,85, deci crearea volumului de protecție devine eficientă. Așa cum este cunoscut [1, pag 204, fig. 3.9], în cazul când supraînălțarea barajului este eficientă, creasta deversorului care evacuează viitura se amplasează la cota retenției normale (NRN). În consecință supraînălțarea peste NRN este chiar înălțimea maximă h_d^{max} a lamei deversante. În cazul barajelor de beton se folosesc deversoare frontale cu profil practic. Formula debitului evacuat de deversor

$$Q = mb\sqrt{2g}h_d^{3/2} \tag{7}$$

permite să se determine lățimea necesară „*b*" a frontului deversant pentru evacuarea debitului maxim

$$b = \frac{Q_{1\%}^{max}}{m\sqrt{2g}h_d^{3/2}} = \frac{736}{0{,}49\sqrt{2\cdot 9{,}81}h_d^{3/2}} = \frac{339{,}1}{h_d^{3/2}} \tag{8}$$

Se obțin datele din *tabelul 4*.

Lățimea deversorului se alege astfel încât debitul specific *q* să nu fie prea mare, ceea ce ar crea condiții grele de dimensionare a disipatorului de energie. Valorile uzuale ale acestuia sunt cuprinse între 10 și 30 (m^3/s m). În plus este indicat ca lățimea deversorului și deci și a disipatorului de energie să nu depășească prea mult lățimea albiei minore (în zona căreia se amplasează disipatorul), ceea ce ar mări mult volumul necesar al excavațiilor.

Tabelul 4: Calculul lățimii deversorului

h_d	α	b	$q = \frac{Q_{1\%}^{max}}{b}$
(m)	-	(m)	(m^3/s m)
3,0	0,796	65,26	11,28
3,5	0,762	51,79	14,21
4,0	0,726	42,39	17,39
4,5	0,691	35,52	20,72
5,0	**0,655**	**30,33**	**24,27**
5,5	0,620	26,29	28,00
6,0	0,583	23,07	31,90

Pe planul de situație acceptat (*figura 2*), la un nivel aval h_{av} = 5,2 (m), albia minoră are o lățime de aproximativ 28 (m).

În aceste condiții se alege soluția:

$$h_d^{max} = 5\,(m); \qquad \alpha = 0{,}655; \qquad b = 30\,(m).$$

2.3. Metoda grafo–analitică [4, pag. 134]

Atunci când se urmăreşte determinarea curbei debitelor efluente în timp, $Q_{ef}(t)$, se folosesc alte metode care rezolvă, prin aproximaţii succesive sau grafic, ecuaţia de continuitate a volumelor afluente şi efluente din lacul de acumulare într-un interval de timp Δt. Această ecuaţie este:

$$\Delta V_{af}^{med} = \Delta V_{ef}^{med} + \Delta V_{lac}, \tag{9}$$

unde:

ΔV_{af}^{med} – volumul de apă afluent în lac în intervalul Δt;

ΔV_{ef}^{med} – volumul de apă efluent din lac în intervalul Δt;

ΔV_{lac} – volumul de apă acumulată în lac în intervalul Δt.

Metoda este cu atât mai exactă cu cât Δt este mai mic. În calculul numeric se va alege un pas de timp Δt = 5 (h) = 18 000 (s).

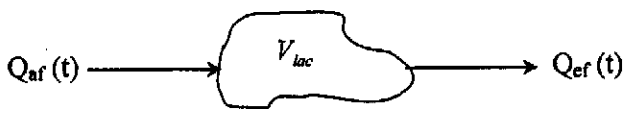


Figura 9: Bilanţul debitelor într-un lac de acumulare

Volumul mediu de apă afluent în lac, în intervalul $\Delta t = t_{i+1} - t_i$, se mai poate scrie ca:

$$\Delta V_{af}^{med} = Q_{af}^{med} \cdot \Delta t = \frac{Q_{af,i} + Q_{af,i+1}}{2} \Delta t \tag{10}$$

$Q_{af,i}$, $Q_{af,i+1}$ - debitele afluente în lac la momentul i, respectiv i+1, capetele intervalului Δt.

Volumul efluent se exprimă cu relaţia:

$$\Delta V_{ef}^{med} = \left(Q_{dev}^{med} + Q_{turb}^{med} + Q_{gf}^{med}\right) \cdot \Delta t \tag{11}$$

unde:

Q_{dev}^{med} – valoarea medie a debitului deversat peste baraj în intervalul de timp Δt;

Q_{turb}^{med} – valoarea medie a debitului turbinat în intervalul de timp Δt;

Q_{gf}^{med} – valoarea medie a debitului evacuat în aval prin golirile de fund.

De obicei, debitele Q_{turb}^{med} şi Q_{gf}^{med} sunt neglijabile în raport cu Q_{dev}^{med} şi în consecinţă se poate scrie:

$$\Delta V_{ef}^{med} = Q_{dev}^{med} \cdot \Delta t = \frac{Q_{dev,i} + Q_{dev,i+1}}{2} \cdot \Delta t = \frac{\Delta V_{dev,i}}{2} + \frac{\Delta V_{dev,i+1}}{2} \tag{12}$$

Folosind *relaţiile (10), (11)* şi *(12), ecuaţia (9)* devine:

$$\frac{Q_{af,i} + Q_{af,i+1}}{2} \cdot \Delta t = \frac{\Delta V_{dev,i}}{2} + \Delta V_{lac} + \frac{\Delta V_{dev,i+1}}{2} \tag{13}$$

$$\frac{Q_{af,i}+Q_{af,i+1}}{2}\cdot\Delta t=\frac{\Delta V_{dev,i}}{2}+\Delta V_{lac}+\frac{\Delta V_{dev,i+1}}{2} \qquad (13)$$

Prin rezolvarea *ecuației (13)* rezultă $Q_{ef}(t)$. Rezolvarea grafo – analitică se face în etape succesive, astfel:

a. În primul rând se calculează termenul din membrul 1 al *ecuației (9)*, respectiv *(13)*, ceea ce se rezumă la aproximarea curbei reale de viitură *(figura 7)*, cu una schematizată în trepte, după cum este ilustrat în *figura 10.a.*.

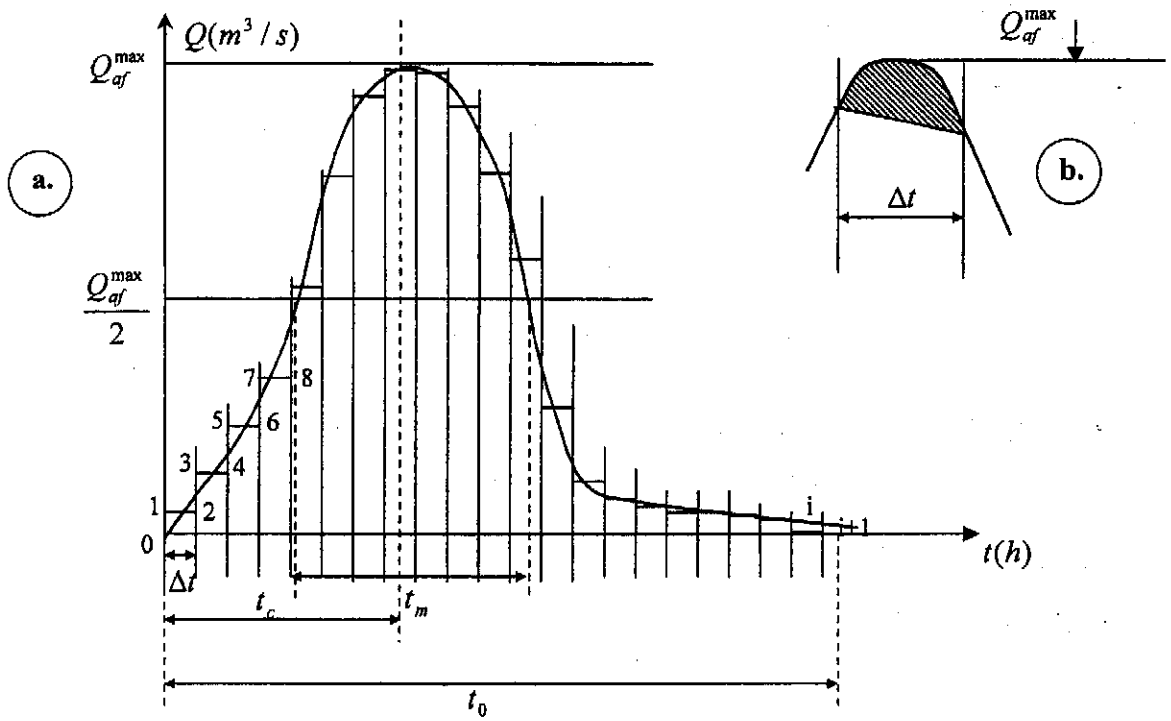


Figura 10: Schematizarea curbei de viitură

Calculul se va face după modelul din *tabelul 5*:

Tabelul 5: Calculul volumelor afluente în lac

Timpul	Q_{af}	$Q_{af}\cdot\Delta t$	ΔV_{af}^{med}
h	m^3/s	m^3	m^3
$t_0=0$	0	0	
$t_1=\Delta t$	$Q_{af,1}$	$\Delta V_{af,1}$	$\Delta V_{af,1}^{med}=\Delta V_{af,1}/2$
$t_2=2\Delta t$	$Q_{af,2}$	$\Delta V_{af,2}$	$\Delta V_{af,2}^{med}=(\Delta V_{af,1}+\Delta V_{af,2})/2$
$t_3=3\Delta t$	$Q_{af,3}$	$\Delta V_{af,3}$	$\Delta V_{af,3}^{med}=(\Delta V_{af,2}+\Delta V_{af,3})/2$
...	...	...	...
$t_{i+1}=(i+1)\Delta t$	$Q_{af,i+1}$	$\Delta V_{af,i+1}$	$\Delta V_{af,i+1}^{med}=(\Delta V_{af,i}+\Delta V_{af,i+1})/2$

Datele necesare în coloana Q_{af} se citesc de pe curba de viitură (*figura 7)*, corespunzător momentului respectiv. Ultima coloană a tabelului calculează chiar volumul mediu de apă afluent în lac, în intervalul *Δt*. Trebuie avut însă grijă ca, în cazul în care împărţirea în intervale de timp a lui t_0, conduce la situaţia din *figura 10.b.*, adică vârful curbei debitelor afluente cade în interiorul intervalului Δt, să se corecteze valoarea ΔV_{af}^{med} din ultima coloană a tabelului, cu valoarea volumului redat la scara desenului de suprafaţa haşurată. Suma valorilor obţinute astfel pe ultima coloană reprezintă chiar volumul total al viiturii, V_v.

Conform datelor numerice ale proiectului, *tabelul 5* devine:

Tabelul 6

Timpul t	Q_{af}	$Q_{af} \cdot \Delta t$	ΔV_{af}^{med}		
(h)	(m^3/s)	(m^3)	(m^3)		
0	0,0	0,000	-		
5	30,0	0,540	0,270		
10	82,5	1,485	1,013		
15	200,0	3,600	2,543		
20	437,5	7,875	5,738		
25	630,0	11,340	9,608		
30	705,0	12,690	12,015		
35	736,0	13,248	12,969		
40	722,5	13,005	13,127		
45	700,0	12,600	12,803		
50	650,0	11,700	12,150		
55	575,0	10,350	11,025		
60	500,0	9,000	9,675		
65	430,0	7,740	8,370		
70	342,5	6,165	6,953		
75	295,0	5,310	5,738		
80	252,5	4,545	4,928		
85	210,0	3,780	4,163		
90	175,0	3,150	3,465		
95	140,0	2,520	2,835		
100	11,5	2,025	2,273		
105	82,5	1,485	1,755		
110	62,5	1,125	1,305		
115	42,5	0,765	0,945		
120	27,5	0,495	0,630		
125	17,5	0,315	0,405		
130	10,0	0,180	0,248		
132	2,5	0,018	0,099	Σ	147,051

Atenţie: dacă durata maximă a viiturii nu este multiplu de 5 (h), ultimul interval de timp trebuie calculat ca atare, cu valoarea sa în secunde.

Volumul de apă deversat în intervalul de timp Δt va fi

$$\Delta V_{dev} = Q_{dev} \cdot \Delta t \qquad (15)$$

Luând valori diferite ale înălțimii lamei deversante și folosind *relațiile (14)* și *(15)* se pot calcula datele din *tabelul 7.*

Tabelul 7: Calculul debitului deversat:

h_d	$h_d^{3/2}$	Q_{dev}	ΔV_{dev}	$\frac{1}{2}\Delta V_{dev}$
(m)	(m)	(m^3/s)	(10^6 m^3)	(10^6 m^3)
0	0	0	0	0
0,5	0,354	23,021	0,414	0,207
1	1,000	65,113	1,172	0,586
1,5	1,837	119,620	2,153	1,077
2	2,828	184,167	3,315	1,658
2,5	3,953	257,381	4,633	2,316
3	5,196	338,336	6,090	3,045
3,5	6,548	426,353	7,674	3,837
4	8,000	520,903	9,376	4,688
4,5	9,546	621,564	11,188	5,594
5	11,180	727,984	13,104	6,552
5,5	12,899	839,868	15,118	7,559

Cu datele din tabel se poate trasa și cheia limnimetrică $Q_{dev} = f(h_d)$, pe un format A4, ca în *figura 11.*

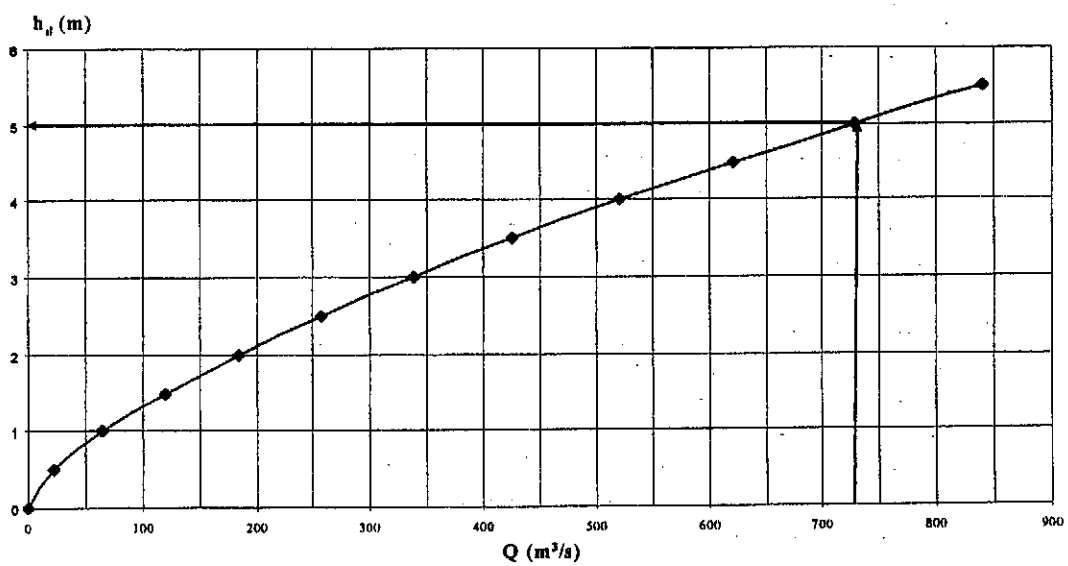


Figura 11: Cheia limnimetrică a deversorului

c. Folosind datele din *tabelul 3* (coloanele h_d şi V_p) şi respectiv *7* (coloana $\frac{1}{2}\Delta V_{dev}$) se calculează datele din *tabelul 8.*

Tabelul 8: Calcularea funcţiilor epurei atenuării

h_d	V_p	$\frac{1}{2}\Delta V_{dev}$	$V_p + \frac{1}{2}\Delta V_{dev}$	$V_p - \frac{1}{2}\Delta V_{dev}$
(m)	(10^6 m^3)	(10^6 m^3)	(10^6 m^3)	(10^6 m^3)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	4,894	0,207	5,101	4,687
1,0	9,825	0,586	10,411	9,239
1,5	14,794	1,077	15,871	13,717
2,0	19,801	1,658	21,459	18,143
2,5	24,846	2,316	27,162	22,530
3,0	29,929	3,045	32,974	26,884
3,5	35,050	3,837	38,887	31,213
4,0	40,209	4,688	44,897	35,521
4,5	45,407	5,594	51,001	39,813
5,0	50,643	6,552	57,195	44,091
5,5	55,918	7,559	63,477	48,359

Cu valorile obţinute în acest tabel, pe un format A3, se trasează curbele $V_p = f_1(h_d)$ $\left(V_p + \frac{1}{2}\Delta V_{dev}\right) = f_2(h_d)$ şi $\left(V_p - \frac{1}{2}\Delta V_{dev}\right) = f_3(h_d)$, aşa cum se vede în *figura 12.*

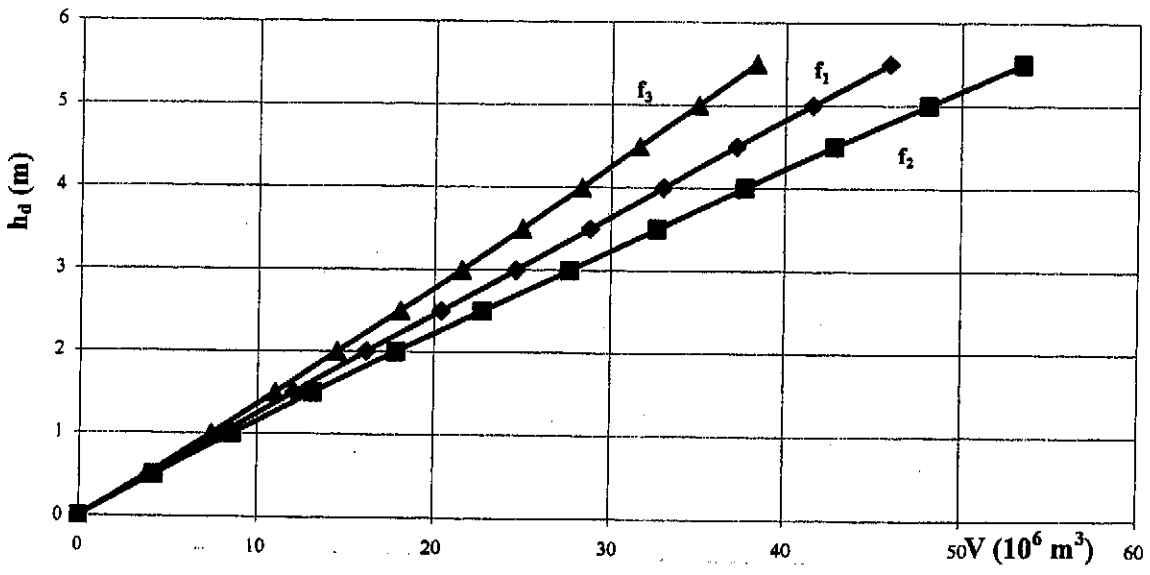


Figura 12: Curbele $f_1(h_d)$, $f_2(h_d)$ şi $f_3(h_d)$

d. Curbele din *figura 12* vor fi folosite pentru integrarea *ecuației (13)*. Pentru a ilustra modul cum se face acest lucru să presupunem că la un anumit moment de timp t_i al desfășurării fenomenului, nivelul apei în lac a ajuns la o cotă corespunzătoare unei înălțimi h_d^i a lamei deversante (*figura 13*). De asemenea presupunem că în următorul interval de timp $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ soseşte în lac volumul de apă $\Delta V_{afl_{i,i+1}}^{med}$, corespunzător membrului 1 din *relația (13)*. Așa cum se vede pe *figura 13*, pe orizontala corespunzătoare lui h_d^i (care intersectează cele trei curbe în punctele B,C,D) se construieşte segmentul de dreaptă $BE = \Delta V_{afl_{i,i+1}}^{med}$. Verticala dusă prin punctul E întâlneşte curba f_2 în punctul F, iar orizontala acestuia intersectează curbele f_1 şi f_3 în punctele G şi respectiv H. Proiecția punctului G pe dreapta BE o notăm cu I. Deoarece prin construcția geometrică

$$BE = BC + CI + IE \tag{16}$$

$$BE = \Delta V_{afl_{i,i+1}}^{med}; \qquad BC = \frac{1}{2}\Delta V_{dev_i}; \qquad GF = IE = \frac{1}{2}\Delta V_{dev_{i+1}}$$

relația (16) devine

$$\Delta V_{afl_{i,i+1}}^{med} = \frac{1}{2}\Delta V_{dev_i} + CI + \frac{1}{2}\Delta V_{dev_{i+1}} \tag{16'}$$

Comparând *relațiile (13)* şi (16') deducem logic că

$$CI = \Delta V_{lac}$$

adică segmentul CI reprezintă volumul de apă acumulat în lac în intervalul de timp considerat.

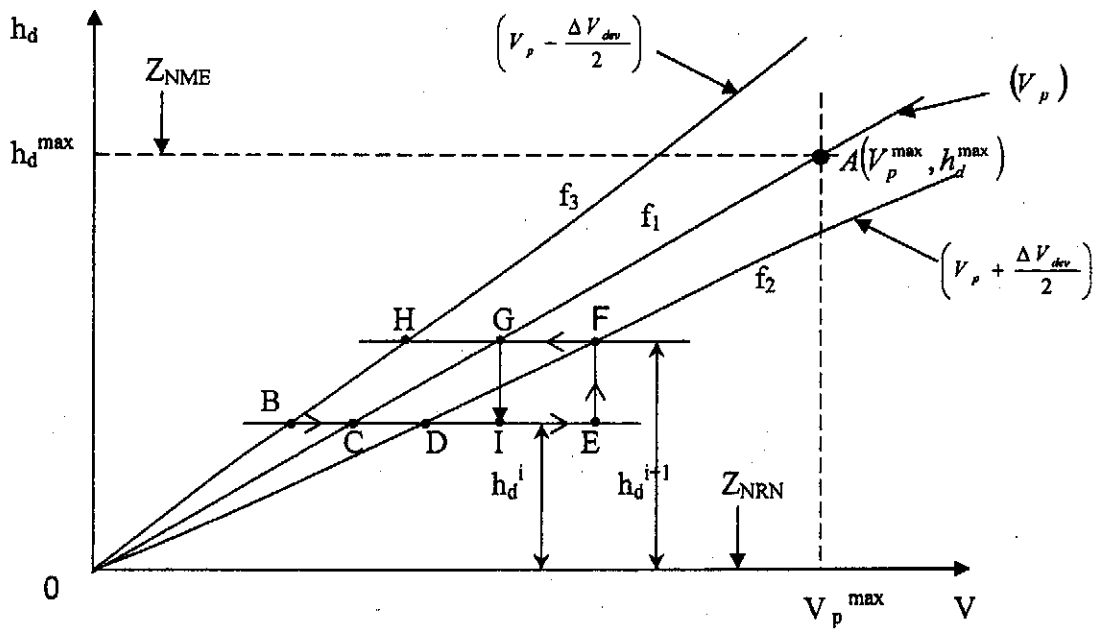


Figura 13: Epura teoretică a atenuării

e. În mod logic dacă am cunoaşte volumele acumulate în lac în fiecare interval de timp, am putea determina nivelul în lac la sfârşitul fiecărui interval de timp prin construcţia succesivă a punctelor C, I, G. Deoarece însă nu cunoaştem aceste volume acumulate, ΔV_{lac}, dar cunoaştem volumele afluente ΔV_{af}^{med}, atunci construcţia pleacă din punctul B (corespunzător cotei h_{d_1}), se realizează segmentul BE şi se obţine punctul F, care corespunde nivelului apei în lac la sfârşitul intervalului respectiv de timp şi la începutul celui următor. Construcţia se începe din origine aşa cum se arată în *figura 14*.

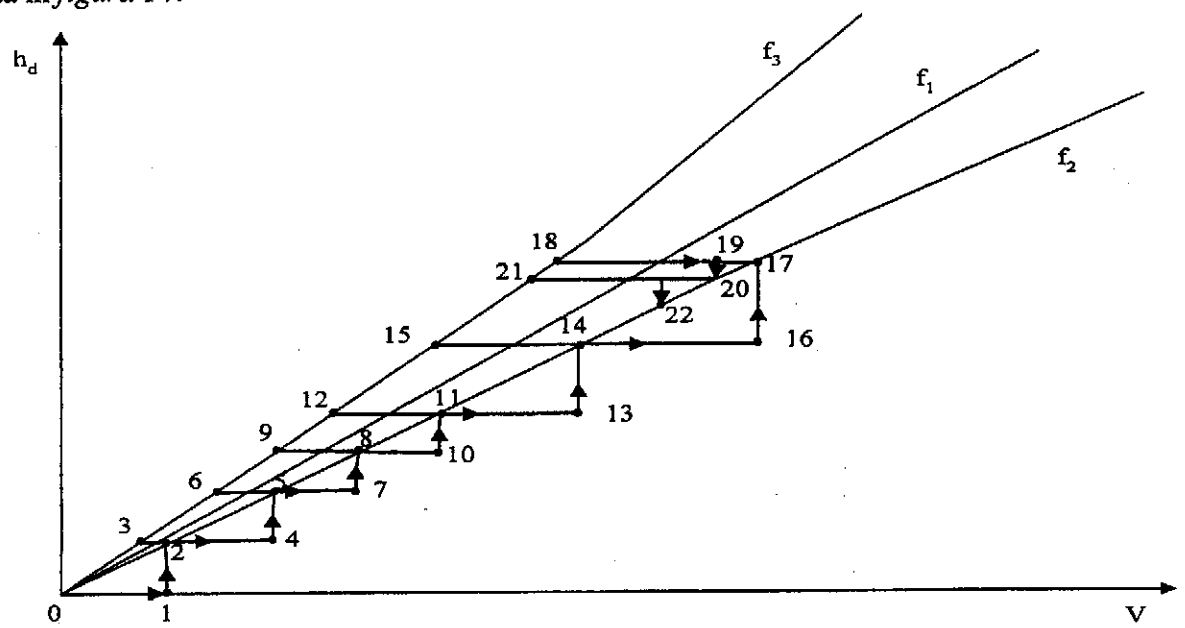


Figura 14: Calculul nivelului în lac şi al înălţimii lamei deversante la diverse momente

Plecând la momentul t = 0 de la nivelul retenţiei normale NRN în lac ($h_{d_1} = 0$), se construieşte segmentul $01 = \Delta V_{af_1}^{med}$. Se duce verticala 12, nivelul corespunzător punctului 2, reprezentând nivelul în lac (h_{d_2}) la sfârşitul primului interval de timp şi începutul celui de-al doilea. După aceea se construieşte segmentul $34 = \Delta V_{af_2}^{med}$, se ridică verticala 45, găsind astfel nivelul în lac h_{d_3} la sfârşitul celui de - al doilea interval şi începutul celui de - al treilea. Atunci când segmentul $i, i+1 = \Delta V_{af}^{med}$ dă un punct situat între curbe, ceea ce dovedeşte că în lac soseşte un volum de apă mai mic decât cel evacuat de deversor (cazul punctului 19 pe *figura 14*), construcţia se realizează analog, dar verticalele coboară. Cota corespunzătoare acestui moment reprezintă cota maximă în lac, căreia îi corespunde debitul maxim efluent. În continuare se obţine ramura descendentă a curbei $Q_{ef}(t)$. Se procedează în acest mod până la epuizarea duratei viiturii. Acest calcul, cu valori concrete ale proiectului, este reprezentat în *figura 15*.

Rezultatele obţinute succesiv prin construcţia arătată sunt centralizate în *tabelul 9*. În acest tabel valorile ΔV_{af}^{med} au fost luate din *tabelul 6*, valorile h_d s-au obţinut prin construcţia grafică de pe *figura 15*, iar valorile Q_{ef} s-au obţinut din cheia limnimetrică a deversorului, sau din *formula (14)*, pentru fiecare valoare h_d.

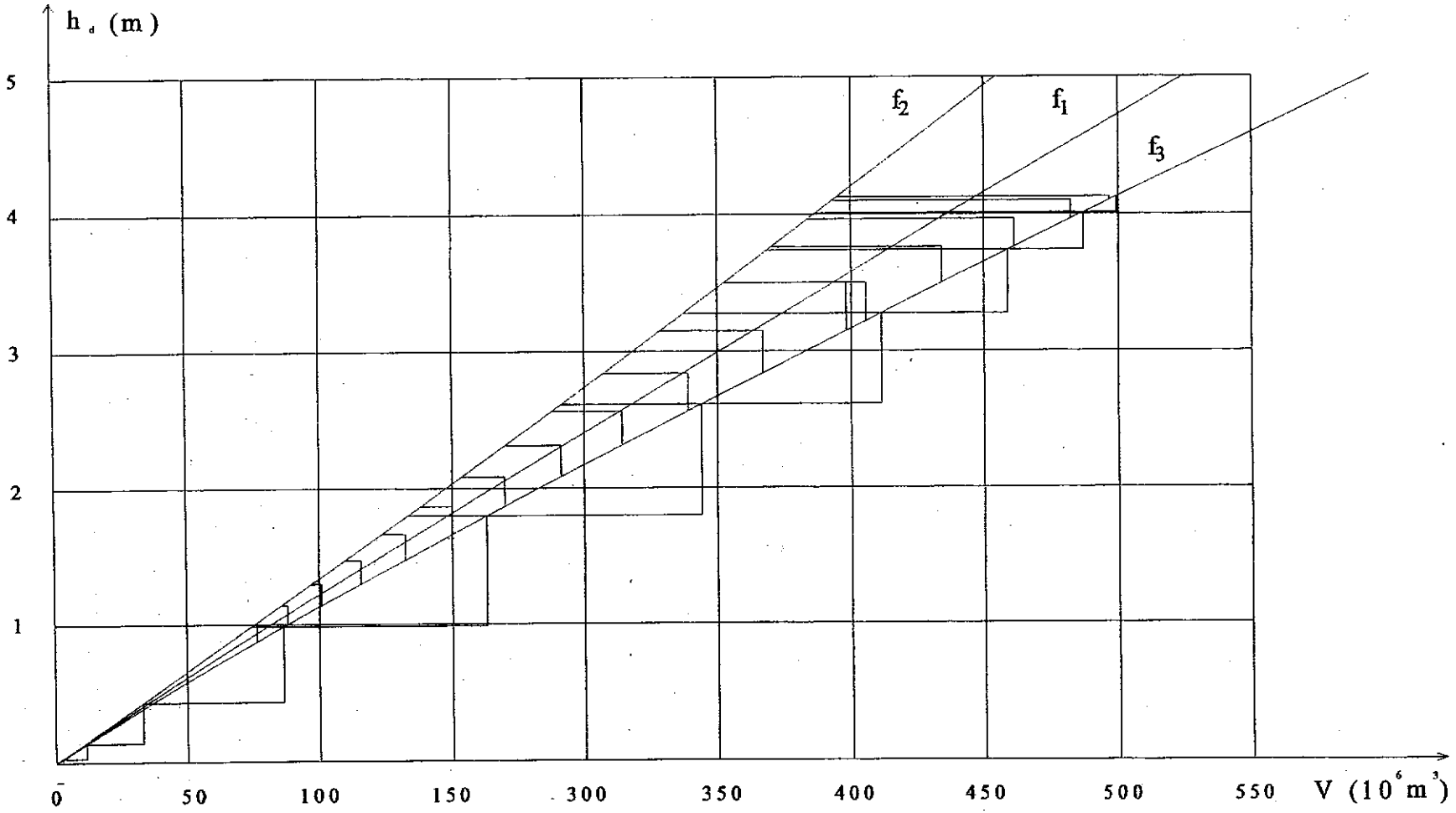


Figura 15: Epura viiturii (determinată prin calcul)

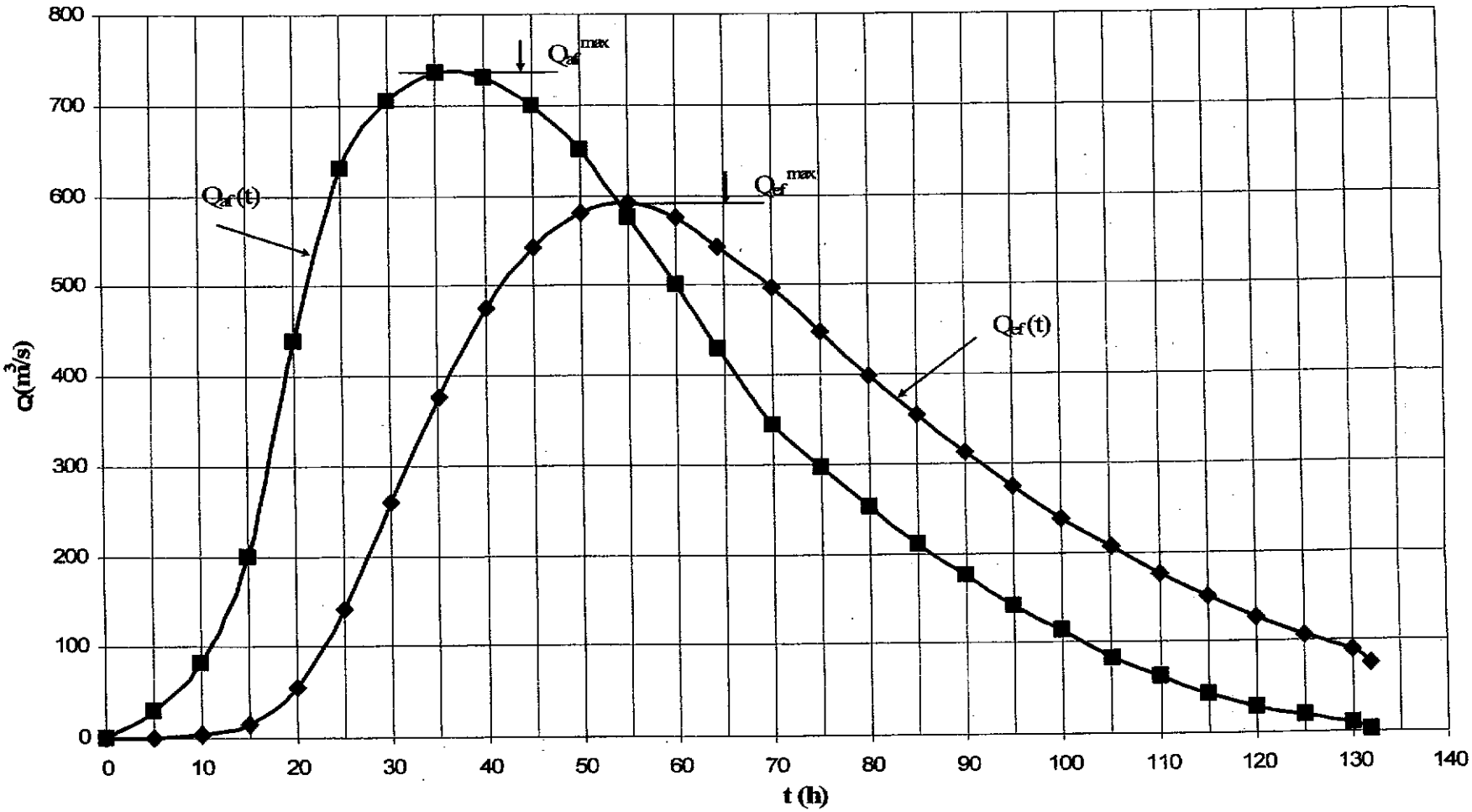


Figura 16: Atenuarea undei de viitură

Tabelul 9: Calculul debitelor efluente

t	ΔV_{af}^{med}	h_d	Q_{ef}	t	ΔV_{af}^{med}	h_d	Q_{ef}
(h)	(10^6 m^3)	(m)	(m^3/s)	(h)	(10^6 m^3)	(m)	(m^3/s)
0	0,00	0	0,000	70	6,95	3,250	497,062
5	0,27	0,025	0,289	75	5,74	3,000	446,795
10	1,01	0,125	2,878	80	4,93	2,750	399,061
15	2,54	0,350	14,417	85	4,16	2,500	354,362
20	5,74	0,775	54,302	90	3,47	2,275	312,457
25	9,61	1,475	141,153	95	2,84	2,038	273,923
30	12,02	2,350	259,237	100	2,27	1,825	238,321
35	12,97	3,238	376,753	105	1,76	1,625	205,699
40	13,13	3,875	473,975	110	1,31	1,463	176,214
45	12,80	4,125	542,339	115	0,95	1,300	149,964
50	12,15	4,050	581,603	120	0,63	1,138	126,625
55	11,03	3,900	**590,950**	125	0,41	1,000	106,476
60	9,68	3,725	575,130	130	0,25	0,875	89,474
65	8,37	3,513	542,537	132	0,11	0,768	74,915

Cu datele astfel obţinute se poate trasa acum curba Q_{ef} (t), pe acelaşi grafic în care este reprezentat Q_{af}(t). Se obţine reprezentarea din *figura* 16, în care se arată modul în care s-a realizat atenuarea viiturii afluente în lac. De asemenea se poate calcula mai exact coeficientul de atenuare:

$$\alpha = \frac{Q_{ef}^{\max}}{Q_{af}^{\max}} = \frac{590,950}{736} = 0,8029 \qquad (19)$$

ceea ce arată că atenuarea este eficientă şi deci barajul merită supraînălţat pentru a obţine volumul de protecţie care să permită această atenuare.

3. Determinarea înălțimii constructive a barajului

Înălțimea constructivă a barajului este un element important în dimensionarea barajului de greutate, împreună cu alte două elemente: înclinările paramenților și volumul necesar de beton. Pentru a determina această mărime trebuie să se țină seama de:

- înălțimea de retenție H_r, care reprezintă diferența între cota retenției normale în lac și cota talvegului în secțiunea barată;
- grosimea stratului de aluviuni și a celui de rocă alterată, h_{al}, respectiv h_{ra}; deoarece barajul nu se poate funda pe aluviuni și nici pe rocă alterată acestea trebuie excavate pentru a funda barajul pe o rocă stabilă;
- o grosimea de gardă h_g=1 – 2 (m), ce se excavează din roca sănătoasă, pentru a funda pe o rocă sigură;
- în cazul lacurilor importante, pe care se pot forma valuri, se ia în considerare și înălțimea h_{val} a acestora;
- dacă atenuarea viiturii în lacul de acumulare este eficientă, volumul de protecție se realizează peste cota retenției normale și deci barajul se supraînalță peste nivelul retenției normale (NRN) cu înălțimea maximă a lamei deversante h_d^{max};
- dacă atenuarea viiturii nu este eficientă, volumul de protecție se realizează sub nivelul retenției normale (NRN), iar acest nivel se asigură cu ajutorul unor stavile pe deversor.

Ca urmare, înălțimea constructivă a barajului se calculează cu relațiile:

$$H_c = H_r + h_{al} + h_{ra} + h_g + h_d^{\max} + h_{val} \qquad (\alpha \le 0{,}85) \qquad (17)$$

$$H_c = H_r + h_{al} + h_{ra} + h_g + h_{val} \qquad (\alpha > 0{,}85) \qquad (18)$$

În cazul barajului pe care îl proiectăm, deoarece $\alpha < 0{,}85$, folosim *relația (17)* și se va considera ca nu există valuri în lac, în consecință $h_{val} = 0$. Rezultă

$$H_c = 104 + 3 + 3 + 1 + 5 + 0 = 116 \text{ (m)}$$

Observație: Se vor alege grosimile straturilor de aluviuni, rocă alterată și cel de garda, în intervalul impus prin tema de proiect, dar astfel încât să se obțină o valoare a înălțimii constructive exprimată printr-un număr întreg.

4. Calculul înclinării paramenţilor barajului de greutate cu parament amonte vertical şi cu ambii paramenţi înclinaţi

4.1. Forţele care acţionează asupra barajelor de greutate

În dimensionarea barajelor se ţine seama de un număr mai mare sau mai mic de forţe, avându-se în vedere combinaţiile cele mai defavorabile posibile.

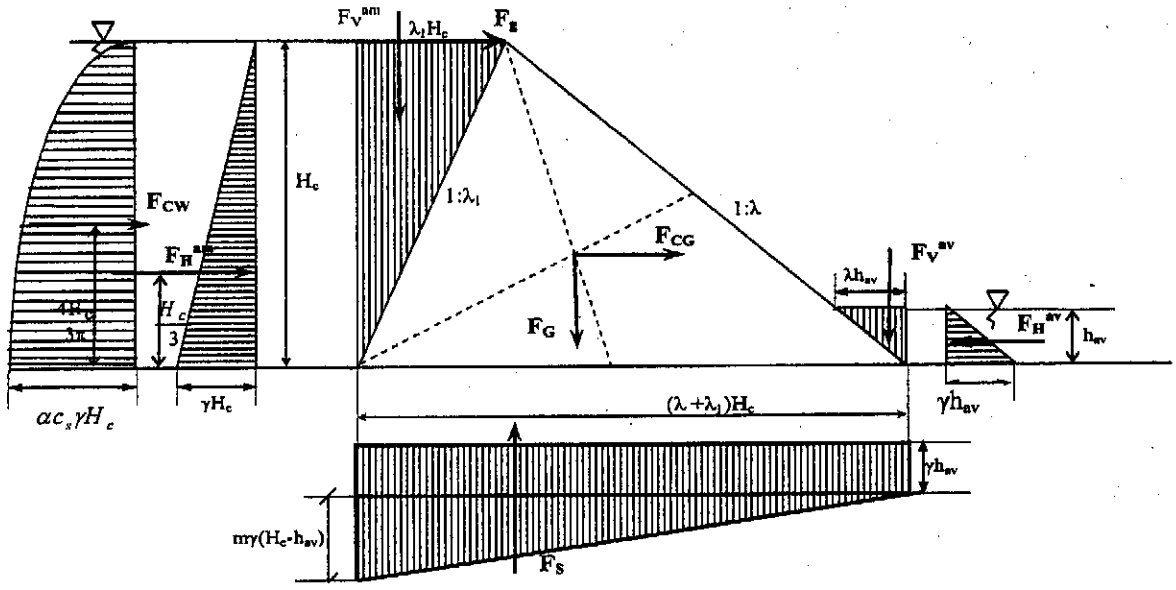


Figura 17: Forţele care acţionează asupra unui baraj de greutate

Cele mai importante forţe care se vor lua în calculul de dimensionare a barajului de greutate (vezi *figura 17)* vor fi enumerate în cele ce urmează. În determinarea expresiilor acestor forţe s-a considerat cazul unui baraj cu ambii paramenţi înclinaţi, iar în cazul unui baraj de greutate cu parament amonte vertical nu va apărea forţa F_V^{am} [1, p 192 – 200]. Expresiile cu care se calculează forţele iau în considerare doar 1 metru liniar din lăţimea barajului, perpendicular pe figură.

Greutatea proprie - F_G

Este una din forțele importante care solicită un baraj masiv, ea având un efect stabilizator:

$$F_G = \frac{1}{2}\gamma_b(\lambda + \lambda_1)H_c^2 \tag{19}$$

Forța trece prin centrul de greutate al barajului și acționează pe verticală de sus în jos, așa cum se vede pe figură.

Forțe hidrostatice – F_H^{am}, F_H^{av}, F_V^{am}, F_V^{av}.

Presiunea statică a apei exercită asupra paramentului amonte, respectiv aval, câte o forță care este perpendiculară pe parament. Deoarece în calculul eforturilor se folosesc momentele acestor forțe față de centrul de greutate al tălpii de fundație, se preferă ca fiecare din aceste forțe să fie descompuse în componentele lor pe verticală și pe orizontală. Expresiile acestora sunt:

$$F_H^{am} = \frac{1}{2}\gamma H_c^2 \qquad F_V^{am} = \frac{1}{2}\gamma\lambda_1 H_c^2 \tag{20}$$

$$F_H^{av} = \frac{1}{2}\gamma h_{av}^2 \qquad F_V^{av} = \frac{1}{2}\gamma\lambda_1 h_{av}^2 \tag{21}$$

Aceste forțe trec prin centrele de greutate ale diagramelor pe care le integrează (*figura 17*). Dacă nu există apă în bieful aval, forțele F_H^{av} și F_V^{av} sunt nule.

Forța datorată subpresiunii - F_S

Forța de subpresiune este o forță care acționează de jos în sus pe talpa de fundație a barajului și se datorează presiunii apei infiltrate dinspre amonte spre aval prin fisurile rocii de fundație. Rezultanta diagramei din figură este:

$$F_s = (\lambda + \lambda_1)H_c\left[\gamma h_{av} + \frac{1}{2}m\gamma(H_c - h_{av})\right] \tag{22}$$

Forța trece prin centrul de greutate al diagramei subpresiunilor.

Forțele seismice – F_{CG}, F_{CW}

Sunt forțe ce solicită barajele în cazul oscilațiilor scoarței terestre produse de cutremure. Aceste oscilații sunt caracterizate prin perioada de oscilație și prin accelerația seismică *c*. Aceste forțe acționează asupra masei barajului (F_{CG}) și asupra masei de apă din lac (F_{CW}) și sunt proporționale cu aceste mase. Expresiile acestor forțe sunt:

$$F_{CG} = \frac{1}{2}\alpha \cdot c_s \cdot \gamma_b(\lambda + \lambda_1)H_c^2 \tag{23}$$

$$F_{CW} = \frac{1}{2}\alpha \cdot c_s \cdot \gamma \cdot H_c^2 \tag{24}$$

Deoarece direcţia acceleraţiei seismice nu este cunoscută, pentru cele două forţe se ia în considerare direcţia cea mai defavorabilă pentru stabilitatea barajului. Aceasta este direcţia orizontală, cu sensul dinspre amonte spre aval. Forţa F_{CG} se aplică în centrul de greutate al barajului, iar F_{CW} în centrul de greutate al diagramei parabolice, care reprezintă suprapresiunile create de cutremur în masa apei din lac, centru care se găseşte la $\frac{4H_c}{3\pi} = 0{,}425 \cdot H_c$ de bază.

Forţele datorate împingerii gheţii

Formulele care dau aceste forţe conţin date privind grosimea podului de gheaţă, variaţia temperaturii ş.a., care trebuie măsurate pe teren. În lipsă unor astfel de măsurători, ţara noastră se foloseşte:

$$F_g = 10 \ \text{(tf/m)} \tag{25}$$

Forţele datorate împingerii aluviunilor - F_{al}

Aceste forţe se neglijează în cele mai multe cazuri. Ele se au în considerare doar în situaţia în care stratul de aluviuni depus la piciorul amonte este suficient de mare.

4.2. Condiţii generale pentru determinarea înclinării paramenţilor

În cele ce urmează se face convenţia că eforturile de compresiune sunt considerate "pozitive", iar cele de întindere sunt considerate "negative".

Pentru determinarea valorilor λ_1 şi λ , care arată înclinarea paramenţilor, se impun următoarele condiţii:

1. Efortul total la piciorul amonte al barajului, egal cu suma eforturilor date de fiecare solicitare, trebuie să fie mai mare sau la limită egal cu zero, ceea ce înseamnă că nu se admit eforturi de întindere şi deci ridicarea piciorului amonte de pe fundaţie. Condiţia se scrie sub forma:

$$\sigma_{tot}^{am} = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i^{am} \geq 0 \tag{26}$$

2. Coeficientul de stabilitate la alunecare să fie mai mare, sau la limită egal, cu un coeficient de stabilitate admisibil:

$$k_s = \frac{f \sum N}{\sum H} \geq k_s^{ad} \tag{27}$$

unde f este coeficientul de frecare dintre beton şi rocă (dat prin tema de proiect).

Calculul eforturilor pe talpa de fundaţie, la piciorul amonte şi cel aval, se face folosind formula solicitărilor compuse:

$$\sigma = \pm\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \tag{28}$$

în care:

N = forţa care solicită normal secţiunea de fundaţie;

M = momentul forţei care solicită secţiunea de fundaţie, în raport cu centrul de greutate al acestei secţiuni;

A = aria secţiunii de fundaţie;

W = modulul de rezistenţă al secţiunii.

În cazul concret al acestui proiect forţele F_G, F_V^{am}, F_V^{av}, F_S dau eforturi atât ca forţe normale la secţiunea de fundaţie, cât şi datorită momentului produs de ele în raport cu centrul de greutate al secţiunii. Forţele F_H^{am}, F_H^{am}, F_{CG}, F_{CW}, F_g, care au o direcţie orizontală, dau eforturi doar datorită momentului în raport cu centru de greutate [1, pag 205, tabelul 3.3]. Secţiunea tălpii de fundaţie fiind un dreptunghi cu baza 1m şi înălţimea $(\lambda + \lambda_1)H_c$, aria A şi modulul de rezistenţă W au expresiile:

$$A = (\lambda + \lambda_1)H_c \cdot 1 \qquad (\text{m}^2) \tag{29}$$

$$W = \frac{1}{6}(\lambda + \lambda_1)^2 H_c^2 \cdot 1 \quad (\text{m}^3) \tag{30}$$

Dacă se calculează fiecare efort, *condiţia (26)* conduce la o ecuaţie *(26')* de gradul 2 în λ şi λ_1, cu toţi termenii şi având coeficienţi numerici A, B, ..., F, care depind de constantele care apar în expresiile forţelor (γ, γ_b, αc_s, m, H_c, $_{av}$):

$$A\lambda^2 + B\lambda \cdot \lambda_1 + C\lambda_1^2 + D\lambda + E\lambda_1 + F = 0 \tag{26'}$$

Condiţia (27) se mai poate scrie sub forma:

$$f\left(F_V^{am} + F_V^{av} + F_G - F_S\right) = k_s\left(F_H^{am} - F_H^{av} + F_{CG} + F_{CW} + F_g\right)$$

care conduce la o ecuaţie de gradul 1 cu coeficienţi numerici

$$M\lambda + N\lambda_1 + P = 0 \tag{27'}$$

Sistemul de ecuaţii *(26')* şi *(27')* permite, prin rezolvare, aflarea valorilor λ şi λ_1 căutate.

4.3. Calculul braţului forţelor

Pentru calculul momentelor fiecărei forţe, necesare în calculul eforturilor, este nevoie să se calculeze braţul fiecărei forţe, adică distanţa dintre suportul forţei şi centrul de greutate al secţiunii tălpii de fundaţie (*figura 18*). În cazul proiectului de faţă se consideră că nu există apă în avalul barajului, adică $h_{av}=0$ şi deci $F_H^{av} = 0$, $F_V^{av} = 0$, $F_s = \frac{1}{2} m\gamma(\lambda + \lambda_1)H_c^2$.

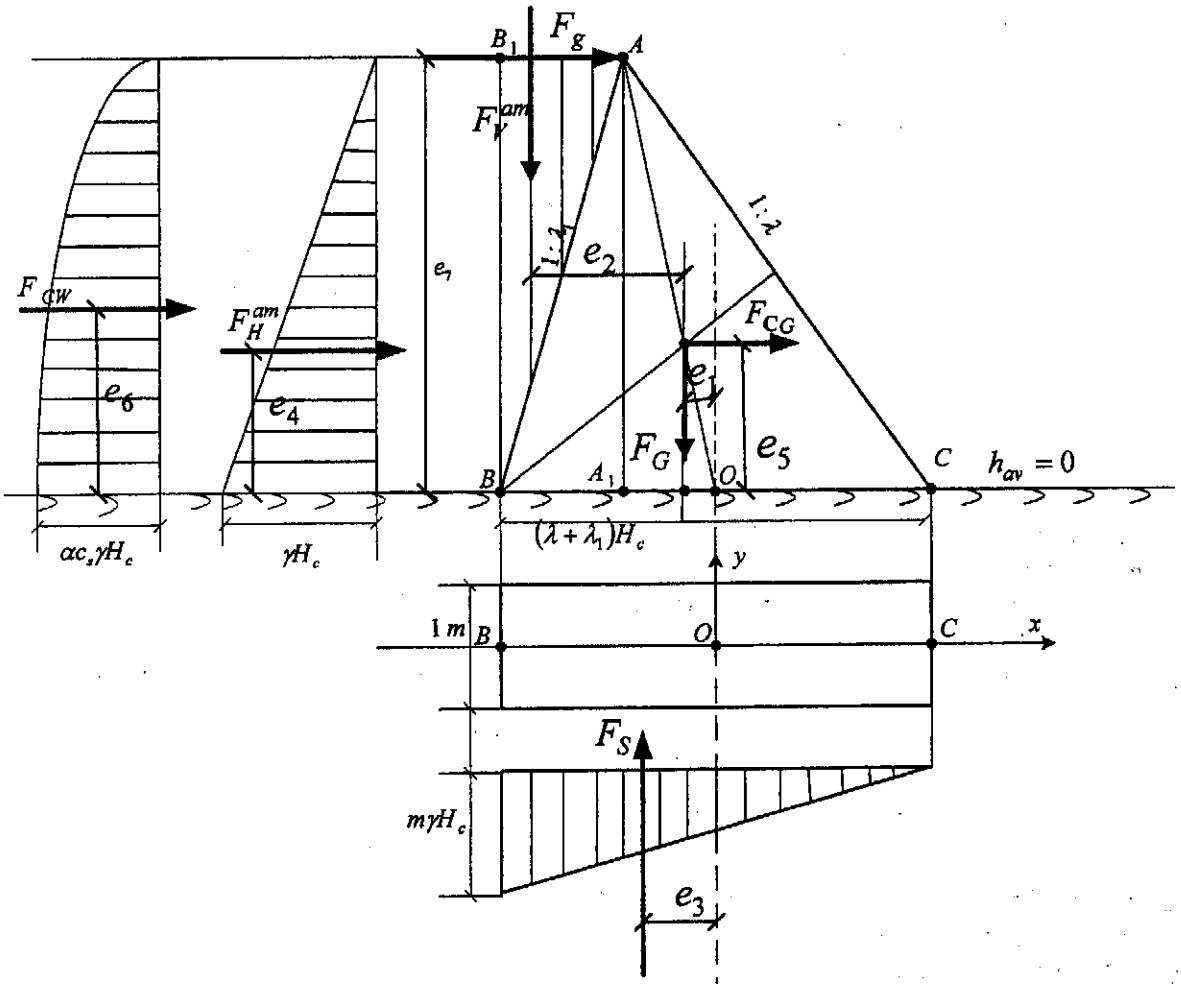


Figura 18: Calculul braţului forţelor

În consecinţă se obţin următoarele relaţii pentru braţul fiecărei forţe:

- *forţa de greutate* F_G, are braţul e_1. De pe figură rezultă:

$$e_1 = \frac{1}{3}A_1O = \frac{1}{3}(BO - BA_1) = \frac{1}{3}\left[\frac{1}{2}(\lambda+\lambda_1)H_c - \lambda_1 H_c\right] = \frac{H_c}{6}(\lambda-\lambda_1) \qquad (31)$$

- *forţa de presiune* F_V^{am}, are braţul e_2, iar conform desenului de obţine:

$$e_2 = OB - \frac{1}{3}AB_1 = \frac{1}{2}(\lambda+\lambda_1)H_c - \frac{1}{3}\lambda_1 H_c = \frac{3\lambda+\lambda_1}{6}H_c \qquad (32)$$

- *forţa de subpresiune* F_S, cu braţul e_3

$$e_3 = OB - \frac{1}{3}BC = \left(\frac{1}{2}-\frac{1}{3}\right)BC = \frac{1}{6}BC = \frac{H_c}{6}(\lambda+\lambda_1) \qquad (33)$$

- *forţa de presiune* F_H^{am}, cu braţul e_4

$$e_4 = \frac{1}{3} H_c \tag{34}$$

- *forţa seismică* asupra masei barajului, e_5

$$e_5 = \frac{1}{3} H_c \tag{35}$$

- *forţa seismică* asupra masei apei din lac, e_6

$$e_6 = \frac{4}{3\pi} H_c = 0{,}425 H_c \tag{36}$$

- *forţa de împingere datorită podului de gheaţă,* cu braţul e_7:

$$e_7 = H_c \tag{37}$$

4.4. Calculul înclinării paramentului aval la un baraj cu parament amonte vertical

În acest caz, deoarece $\lambda_1 = 0$ şi $h_{av} = 0$, se iau în considerare forţele F_G, F_H^{am}, F_S, F_{CG}, F_{CW}, F_g (vezi *figura 19).* Expresiile acestor forţe, ale braţelor şi ale eforturilor date de ele la piciorul amonte şi la cel aval sunt redate în *tabelul 10.*

Tabelul 10: Expresiile forţelor şi eforturilor în cazul barajului cu parament amonte vertical

Forţa	Expresia forţei	Braţul forţei	σ_{am} (tf/m^2)	σ_{av} (tf/m^2)
F_G	$\frac{1}{2}\gamma_b \lambda \cdot H_c^2$	$\frac{1}{6}\lambda H_c$	$\gamma_b H_c$	0
F_S	$\frac{1}{2} m\gamma\lambda \cdot H_c^2$	$\frac{1}{6}\lambda H_c$	$-m\gamma H_c$	0
F_H^{am}	$\frac{1}{2}\gamma H_c^2$	$\frac{1}{3} H_c$	$-\gamma H_c \frac{1}{\lambda^2}$	$\gamma H_c \frac{1}{\lambda^2}$
F_{CW}	$\frac{1}{2}\alpha c_s \gamma H_c^2$	$\frac{4}{3\pi} H_c$	$-1{,}275 \cdot \alpha c_s \gamma H_c \frac{1}{\lambda^2}$	$1{,}275 \cdot \alpha c_s \gamma H_c \frac{1}{\lambda^2}$
F_{CG}	$\frac{1}{2}\alpha c_s \gamma_b H_c^2 \cdot \lambda$	$\frac{1}{3} H_c$	$-\alpha c_s \gamma_b H_c \frac{1}{\lambda}$	$\alpha c_s \gamma_b H_c \frac{1}{\lambda}$
F_g	-	H_c	$-\frac{60}{H_c} \cdot \frac{1}{\lambda^2}$	$\frac{60}{H_c} \cdot \frac{1}{\lambda^2}$

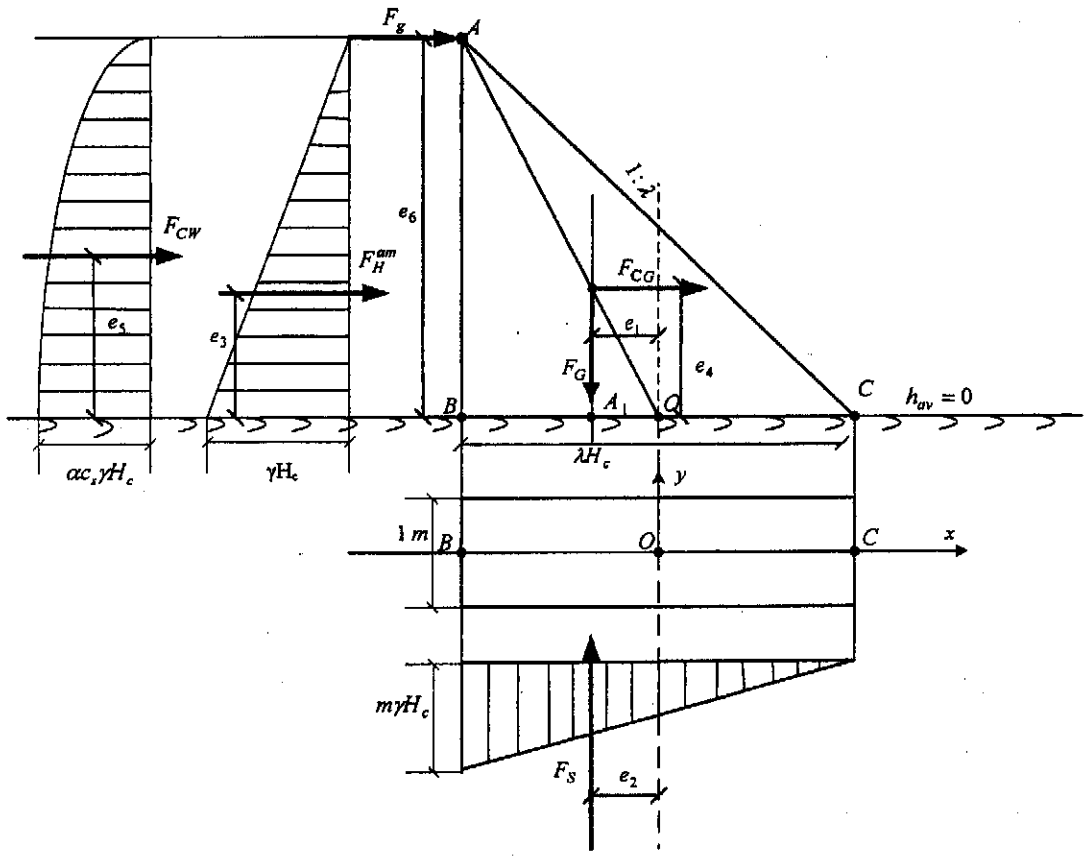


Figura 19: Barajul cu parament amonte vertical

Determinarea valorii λ se face folosind *condiţia (26),* iar *condiţia (27)* se utilizează pentru verificare. Cu expresiile eforturilor din *tabelul 10, condiţia (26)* ne conduce la relaţia:

$$\sigma_{tot}^{am} = \gamma_b H_c - m\gamma H_c - \gamma \frac{H_c}{\lambda^2} - 1{,}275\alpha \cdot c_s \gamma \frac{H_c}{\lambda^2} - \alpha \cdot c_s \gamma_b \frac{H_c}{\lambda} - \frac{60}{H_c \lambda^2} = 0 \quad (26'')$$

În cazul temei de proiect din acest îndrumar, valorile mărimilor constante sunt:

$\gamma_b = 2{,}4 \left(tf/m^3\right)$ $\qquad$ $\alpha = 0{,}5$

$\gamma = 1 \left(tf/m^3\right)$ $\qquad$ $c_s = 0{,}1$

$m = 0{,}5$ $\qquad$ $f = 0{,}658$

$$H_c = 116 \quad (m)$$

Cu aceste date *ecuaţia* $(26'')$ devine:

$$1{,}9\lambda^2 - 0{,}12\lambda - 1{,}068209 = 0$$

Rezolvând această ecuaţie de gradul 2 se obţine soluţia $\lambda = \mathbf{0{,}78205}$. Cu această valoare, *tabelul 10* permite găsirea valorilor numerice a fiecărei forţe şi ale fiecărui efort, aşa cum se observă în *tabelul11.*

Tabelul 11: Valori numerice, baraj cu parament amonte vertical

Forța	Valoarea forței	Brațul forței	σ_{am}	σ_{av}
-	(tf/m)	(m)	(tf/m^2)	(tf/m^2)
F_G	12627,92	15,120	278,400	0
F_S	2630,82	15,120	-58,000	0
F_H^{am}	6728,00	38,667	-189,670	189,670
F_{CW}	336,40	49,257	-12,091	12,091
F_{CG}	631,40	38,667	-17,799	17,799
F_g	10,00	116,000	-0,846	0,846
		$\Sigma \sigma_j$	0,006	220,406

Din acest tabel se observă că efortul total la piciorul amonte este practic egal cu zero (așa cum de altfel am pus condiția), iar cel de la piciorul aval este

$$\sigma_{tot}^{av} = 220{,}406\,\frac{tf}{m^2} = 220{,}406\,\frac{10^4}{9{,}81\cdot 10^4}\,\frac{daN}{cm^2} = 22{,}467\,\frac{daN}{cm^2} < \sigma_{adm}$$

În continuare trebuie verificată *condiția (27)* de stabilitate a barajului. Astfel:

$$k_s = \frac{f(F_G - F_S)}{F_H^{am} + F_{CG} + F_{CW} + F_g} = \frac{0{,}658(12627{,}92 - 2630{,}82)}{6728 + 336{,}4 + 631{,}4 + 10} = 0{,}854 < 1$$

Concluzia: barajul cu parament amonte vertical nu este stabil la alunecare. În consecință este necesar să se dimensioneze un baraj cu ambii paramenți înclinați.

4.5. Calculul înclinării paramenților la un baraj cu ambii paramenți înclinați

În acest caz, conform *figurilor 17* și *18*, se iau în considerare următoarele forțe: F_H^{am}, F_V^{am}, F_G, F_{CG}, F_{CW}, F_S, F_g. Expresiile forțelor, a brațului fiecărei forțe și a eforturilor date de aceste forțe la piciorul amonte și la cel aval, eforturi calculate cu *formula (28),* sunt centralizate în *tabelul 12.*

Tabelul 12: Expresiile forţelor şi eforturilot în cazul barajului cu ambii paramenţi înclinaţi

Forţa	Expresia forţei	Braţul forţei	σ_{am} (tf/m^2)	σ_{av} (tf/m^2)
F_G	$\frac{1}{2}\gamma_b H_c^2(\lambda+\lambda_1)$	$\frac{1}{6}(\lambda-\lambda_1)H_c$	$\gamma_b H_c \frac{\lambda}{\lambda+\lambda_1}$	$\gamma_b H_c \frac{\lambda_1}{\lambda+\lambda_1}$
F_S	$\frac{1}{2}m\gamma(\lambda+\lambda_1)\cdot H_c^2$	$\frac{1}{6}(\lambda+\lambda_1)H_c$	$-m\gamma H_c$	0
F_H^{am}	$\frac{1}{2}\gamma H_c^2$	$\frac{1}{3}H_c$	$-\gamma H_c \frac{1}{(\lambda+\lambda_1)^2}$	$\gamma H_c \frac{1}{(\lambda+\lambda_1)^2}$
F_V^{am}	$\frac{1}{2}\gamma\cdot H_c^2\cdot\lambda_1$	$\frac{1}{6}(\lambda_1+3\lambda)\cdot H_c$	$+\gamma H_c \frac{\lambda_1(2\lambda+\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^2}$	$-\gamma H_c \frac{\lambda\cdot\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^2}$
F_{CW}	$\frac{1}{2}\alpha c_s\gamma H_c^2$	$\frac{4}{3\pi}H_c$	$-1{,}275\cdot\alpha c_s\gamma\frac{H_c}{(\lambda+\lambda_1)^2}$	$1{,}275\cdot\alpha c_s\gamma\frac{H_c}{(\lambda+\lambda_1)^2}$
F_{CG}	$\frac{1}{2}\alpha c_s\gamma_b H_c^2\cdot(\lambda+\lambda_1)$	$\frac{1}{3}H_c$	$-\alpha c_s\gamma_b H_c\frac{1}{(\lambda+\lambda_1)}$	$\alpha c_s\gamma_b H_c\frac{1}{(\lambda+\lambda_1)}$
F_g	10	H_c	$-\frac{60}{H_c}\cdot\frac{1}{(\lambda+\lambda_1)^2}$	$\frac{60}{H_c}\cdot\frac{1}{(\lambda+\lambda_1)^2}$

Determinarea înclinării paramenţilor se face punând cele două *condiţii (26)* şi *(27)*, exprimate prin *ecuaţiile (26')* şi respectiv *(27')*.

Ecuaţia (26') în acest caz este:

$$\sigma_{tot}^{am}=\gamma_b H_c\frac{\lambda}{\lambda+\lambda_1}-m\gamma H_c-\frac{\gamma H_c}{(\lambda+\lambda_1)^2}+\gamma H_c\frac{\lambda_1(2\lambda+\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^2}-$$

$$-1{,}275\alpha c_s\frac{\gamma H_c}{(\lambda+\lambda_1)^2}-\alpha c_s\frac{\gamma_b H_c}{\lambda+\lambda_1}-\frac{6F_g}{H_c(\lambda+\lambda_1)^2}=0$$

sau încă

$$\lambda^2(\gamma_b-m\gamma)+\lambda\lambda_1(\gamma_b+2\gamma-2m\gamma)+\lambda_1^2(\gamma-m\gamma)-\alpha c_s\gamma_b\lambda-$$

$$-\alpha c_s\gamma_b\lambda_1-\left(\gamma+1{,}275\alpha c_s\gamma+\frac{60}{H_c^2}\right)=0$$

Cu datele temei de proiect, se obţine ecuaţia

$$1{,}9\cdot\lambda^2+3{,}4\cdot\lambda\lambda_1+0{,}5\cdot\lambda_1^2-0{,}12\cdot\lambda-0{,}12\cdot\lambda_1-1{,}06821=0 \qquad (26'')$$

Condiţia (27) se scrie astfel:

$$f\left[\frac{1}{2}\gamma\lambda_1 H_c^2+\frac{1}{2}\gamma_b H_c^2(\lambda+\lambda_1)-\frac{1}{2}m\gamma H_c^2(\lambda+\lambda_1)\right]=$$
$$=k_s\left[\frac{1}{2}\gamma H_c^2+\frac{1}{2}\alpha c_s\gamma H_c^2+\frac{1}{2}\alpha c_s\gamma_b H_c^2(\lambda+\lambda_1)+F_g\right]$$

sau încă

$$\lambda_1[\alpha c_s\gamma_b k_s-f(\gamma_b+\gamma-m\gamma)]+\lambda[\alpha c_s\gamma_b k_s-f(\gamma_b-m\gamma)]+k_s\left(\gamma+\alpha c_s\gamma+\frac{2F_g}{H_c^2}\right)=0$$

În cazul temei de față, cu $k_s=1$ și $F_g=10$ (tf/m) se obține

$$1{,}7882\lambda_1+1{,}1302\lambda-1{,}05149=0 \qquad (27'')$$

Sistemul de *ecuații* $(26''')$ și $(27'')$ permite determinarea valorilor λ și λ_1. Din $(27'')$ se obține:

$$\lambda_1=0{,}58802-0{,}63203\lambda \qquad (38)$$

Introducând această relație în $(26''')$ se ajunge la ecuația

$$\lambda^2-32{,}20324\lambda+19{,}64346=0$$

Prin rezolvarea acestei ecuații se obține soluția

$\lambda=0{,}622008\approx 0{,}622$, iar din (38) se găsește

$\lambda_1=0{,}19485\approx 0{,}195$

Prin urmare înclinările celor doi paramenți ai barajului vor fi:

$$\lambda_1=\mathbf{0{,}195} \qquad \text{și} \qquad \lambda=\mathbf{0{,}622}$$

În continuare, aceste valori se folosesc pentru a face verificările necesare: efortul total la piciorul amonte și la cel aval, precum și coeficientul de stabilitate la alunecare. Folosim în acest scop *tabelul 12*, în care se înlocuiesc valorile λ_1 și λ găsite mai sus. Se obțin valorile din *tabelul 13*.

Tabelul 13: Valori numerice, baraj cu ambii paramenți înclinați

Forța	Valoarea forței (tf/m)	Brațul forței (m)	σ_{am} (tf/m^2)	σ_{av} (tf/m^2)
F_G	13192,262	8,255	211,952	66,448
F_S	2748,388	15,795	-58,000	0
F_H^{am}	6728,000	38,667	-173,786	173, 786
F_V^{am}	1311,960	39,846	48,765	-21,078
F_{CW}	336,400	49,257	-11,079	11,079
F_{CG}	659,613	38,667	-17,038	17,038
F_g	10,000	116,000	-0,775	0,775
		Σ	0,039	248,048

Se observă că

$$\sigma_{tot}^{am} = 0{,}039\,\frac{tf}{m^2} \cong 0{,}0039\,\frac{daN}{cm^2} \cong 0 \quad \sigma_{tot}^{av} = 248{,}048\,\frac{tf}{m^2} = 24{,}80\,\frac{daN}{cm^2} < \sigma_{adm} = 50\,\frac{daN}{cm^2}$$

Coeficientul de stabilitate la alunecare

$$k_s = \frac{f\left(F_G + F_V^{am} - F_S\right)}{F_H^{am} + F_{CW} + F_{CG} + F_g} = \frac{0{,}658(13192{,}262 + 1311{,}960 - 2748{,}388)}{6728 + 336{,}4 + 659{,}613 + 10} = 1{,}0002 \cong 1$$

Concluzii:

Condiţiile impuse la dimensionare se verifică. În plus barajul este stabil la alunecare, iar efortul total la piciorul aval poate fi preluat de terenul de fundaţie.

5. Determinarea volumului de beton al barajului de greutate în ambele cazuri

Deoarece paramenţii amonte şi aval sunt suprafeţe plane, aria profilului barajului la o adâncime dată z_i, este $A_j = \frac{1}{2}(\lambda + \lambda_1) \cdot z_j^2$ (vezi *figura 20*). În ipoteza că după efectuarea excavaţiilor, fundaţia este formată tot din suprafeţe plane, se poate spune că variaţia adâncimii şi a volumului corespunzător acesteia este liniară, pe metru liniar de lăţime.

Corpul barajului este împărţit în mai multe ploturi. Volumul total de beton al barajului este dat de următoarea relaţie:

$$V_b = \sum V_{bj} = \sum_{j=1}^{m-1} A_j \cdot \Delta l_j = \frac{1}{2}(\lambda + \lambda_1) \cdot \sum_{j=1}^{m-1} z_j^2 \cdot \Delta l_j \quad (\text{m}^3) \qquad (39)$$

unde: Δl_j – lăţimea plotului *j*.

Volumul calculat astfel este un volum acoperitor deoarece în corpul barajului există multe goluri (galerii, puţuri de vizitare etc.). Calculul este cu atât mai exact cu cât se iau mai multe secţiuni A_j.

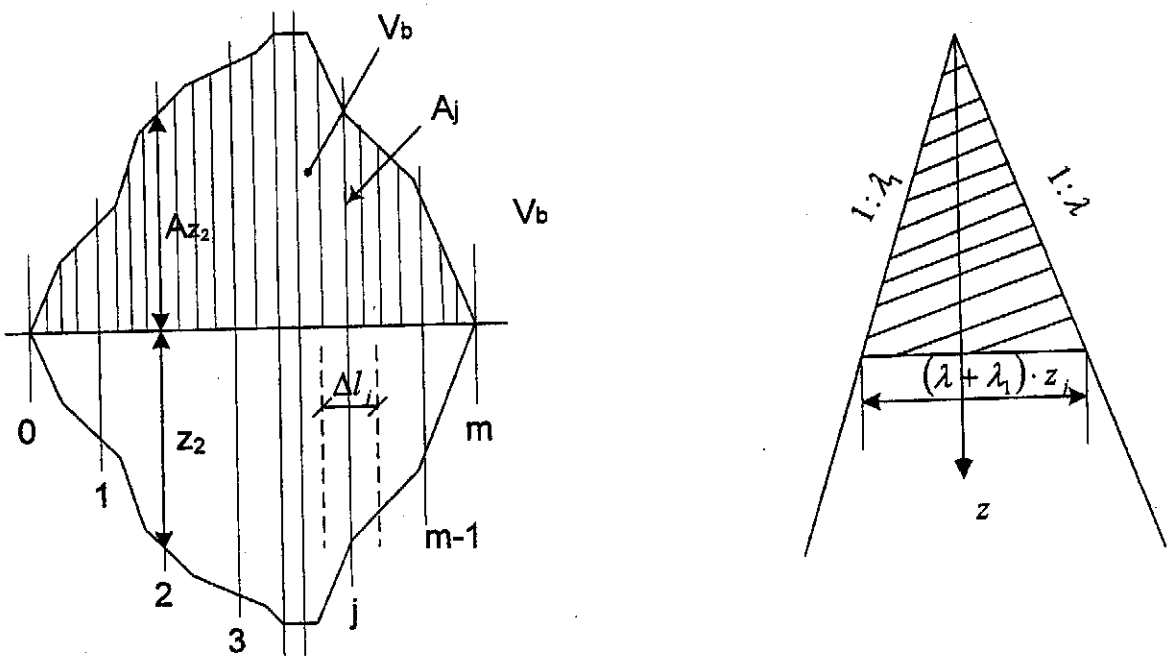


Figura 20: Determinarea volumului de beton al barajului

Volumul de beton se poate determină şi grafic, dacă pe profilul secţiunii transversale a văii, la scara desenului, în dreptul fiecărei adâncimi z_j, se pune valoarea A_j corespunzătoare. Suprafaţa haşurată pe desen va reprezenta, la scara desenului chiar volumul total de beton al barajului.
În ambele cazuri (parament amonte vertical, respectiv ambii paramenţi înclinaţi) calculul se realizează luând un număr cât mai mare de secţiuni A_j, cu lungime Δl_j aferentă. Măsurând pe desen distanţa z_j, de la coronament la talpa de fundaţie (care include şi zona excavată) şi folosind *formula (39)*, se determină volumul necesar de beton. Calculul se face tabelar. În cazul aplicaţiei noastre valorile z_j se măsoară pe profilul transversal al albiei, reprezentat în figura 21, iar calculul volumului se regăseşte în *tabelele 14* şi *15*. Rezultatul obţinut arată volumul maxim necesar pentru construcţia barajului. În realitate volumul utilizat va fi mai mic dacă se are în vedere existenţa numeroaselor galerii, puţuri, camere existente în corpul barajului. De asemenea în zona deversorului nu există beton.

Volumul de beton aferent zonei deversorului se poate uşor calcula cu o formulă de forma:

$$\Delta V_{dev} = \frac{1}{2}(\lambda + \lambda_1) \cdot H_d^2 \cdot b \qquad (40)$$

în care b este lăţimea câmpului deversant, stabilită în *subparagraful 2.2.* şi anume **b=30 m**, iar H_d este diferenţa între cota coronamentului şi cota retenţiei normale

$$H_d = z_{COR} - z_{NRN} = h_d^{\max} + h_{g_1}$$

cu h_{g1} supraînălţarea coronamentului peste NME. În cazul aplicaţiei noastre s-a admis $h_{g_1} = 0$ şi deci $H_d = h_d^{\max} = 5\,m$. Rezultă că în zona deversorului se vor economisi $\Delta V_{dev} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}782 \cdot 5^2 \cdot 30 \cong 293 \;\; m^3$, la barajul cu parament amonte vertical şi $\Delta V_{dev} = \frac{1}{2} \cdot (0{,}195 + 0{,}622) \cdot 5^2 \cdot 30 \cong 306 \;\; m^3$ la cel cu ambii paramenţi înclinaţi.

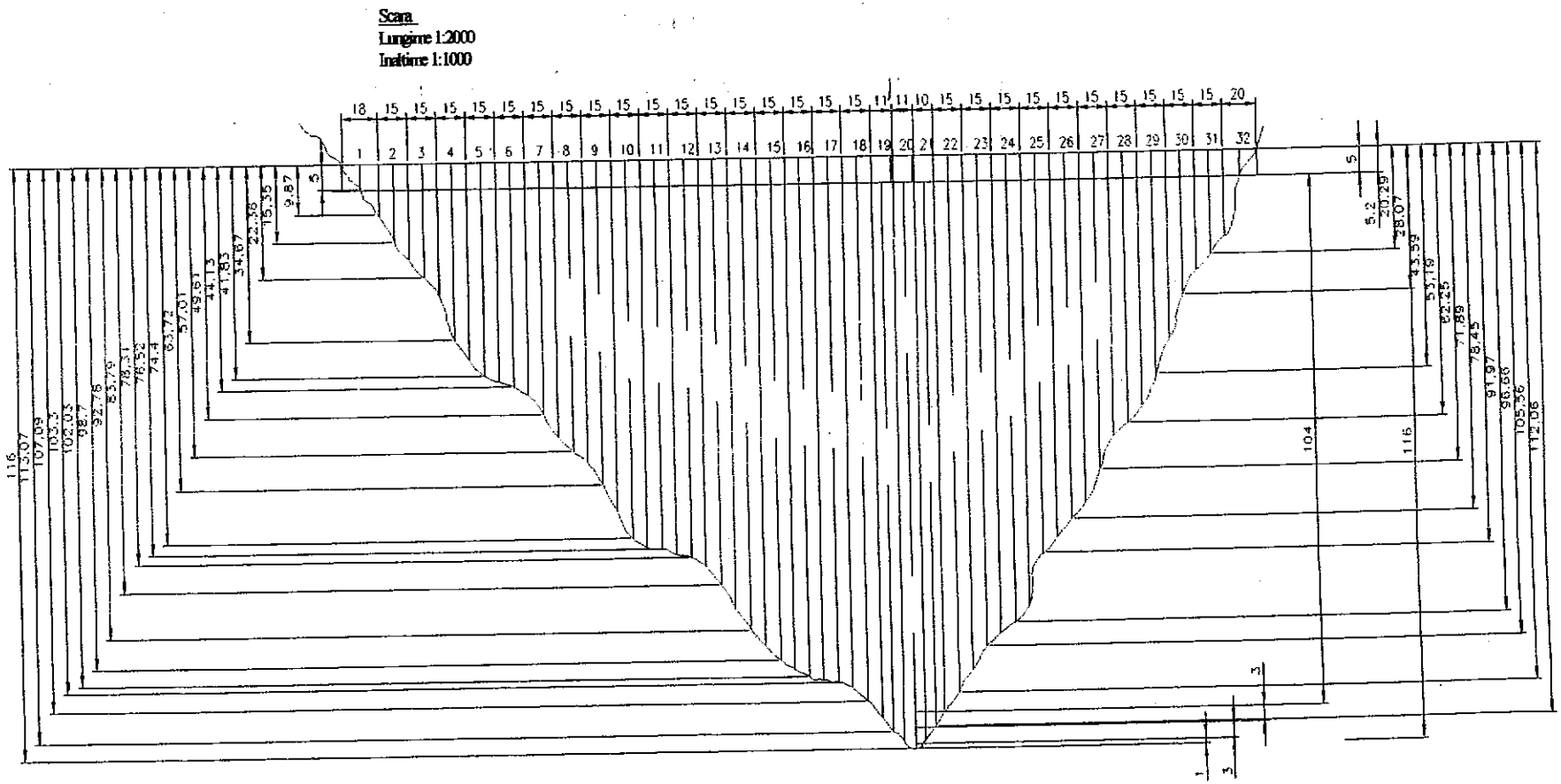


Figura 21: Profilul transversal al albiei necesar în calculul volumului de beton

A. Parament amonte vertical

$\lambda = 0{,}78205$

Tabelul 14: Calculul volumului de beton

Nr.	Δl_j	z_j	A_j	V_{bj}
–	(m)	(m)	(m^2)	(m^3)
1	18	4,97	9,66	173,86
2	15	15,35	92,13	1382,01
3	15	22,36	195,50	2932,51
4	15	34,67	470,02	7050,23
5	15	41,83	684,20	10262,93
6	15	44,13	761,50	11422,57
7	15	49,61	962,37	14435,58
8	15	57,01	1270,89	19063,29
9	15	63,72	1587,65	23814,82
10	15	74,40	2164,46	32466,96
11	15	76,52	2289,57	34343,59
12	15	78,31	2397,94	35969,15
13	15	83,79	2745,29	41179,41
14	15	92,78	3365,99	50489,90
15	15	98,70	3809,24	57138,66
16	15	102,30	4092,19	61382,85
17	15	103,30	4172,58	62588,77
18	15	107,09	4484,38	67265,69
19	11	113,07	4999,19	54991,05
20	11	116,00	5261,63	57877,96
21	10	112,06	4910,27	49102,74
22	15	105,56	4357,16	65357,37
23	15	96,66	3653,41	54801,11
24	15	91,97	3307,48	49612,16
25	15	78,45	2406,53	36097,88
26	15	71,89	2020,88	30313,27
27	15	62,25	1515,25	22728,69
28	15	53,19	1106,28	16594,18
29	15	43,59	742,98	11144,73
30	15	28,07	308,10	4621,48
31	15	20,29	160,98	2414,68
32	20	5,20	10,57	211,47
			$V_b=\Sigma V_{bj}$	**989232**

B. Ambii paramenți înclinați

$\lambda_1 = 0{,}19489$; $\lambda = 0{,}622008$

Tabelul 15: Calculul volumului de beton

Nr.	Δl_j	z_j	A_j	V_{bj}
–	(m)	(m)	(m^2)	(m^3)
1	18	4,97	10,1	181,6
2	15	15,35	96,2	1443,5
3	15	22,36	204,2	3063,0
4	15	34,67	491,0	7364,0
5	15	41,83	714,7	10719,7
6	15	44,13	795,4	11931,0
7	15	49,61	1005,2	15078,1
8	15	57,01	1327,5	19911,8
9	15	63,72	1658,4	24874,8
10	15	74,40	2260,9	33912,0
11	15	76,52	2391,6	35872,2
12	15	78,31	2504,8	37570,1
13	15	83,79	2867,6	43012,3
14	15	92,78	3516,0	52737,1
15	15	98,70	3979,0	59681,8
16	15	102,30	4274,5	64114,9
17	15	103,30	4358,5	65374,5
18	15	107,09	4684,2	70259,6
19	11	113,07	5221,9	57438,6
20	11	116,00	5496,1	60454,0
21	10	112,06	5129,0	51288,2
22	15	105,56	4551,3	68266,3
23	15	96,66	3816,2	57240,2
24	15	91,97	3454,8	51820,3
25	15	78,45	2513,7	37704,5
26	15	71,89	2110,9	31662,5
27	15	62,25	1582,8	23740,3
28	15	53,19	1155,6	17332,8
29	15	43,59	776,1	11640,8
30	15	28,07	321,8	4827,2
31	15	20,29	168,2	2522,2
32	20	5,20	11,0	220,9
			$V_b=\Sigma V_{bj}$	**1033261**

6. Calculul eforturilor principale şi trasarea liniilor de egal efort principal

6.1. Elemente teoretice, formule de calcul [2, paragraful 3.3.4.2]

Metoda elementară de calcul a eforturilor, exprimată prin *formula (28)*, determină eforturile pe paramenţi. Pentru calculul eforturilor într-un punct oarecare din corpul barajului s-a folosit teoria elasticităţii. Această teorie exprimă eforturile normale σ_x, σ_z şi efortul tangenţial τ, într-un punct oarecare P(x,z) din corpul barajului (*figura 22)*, ca depinzând liniar de coordonatele acestuia, adică

$$\begin{aligned} \sigma_x &= a_1 \cdot x + b_1 \cdot z \\ \sigma_y &= a_2 \cdot x + b_2 \cdot z \\ \tau &= a_3 \cdot x + b_3 \cdot z \end{aligned} \qquad (41)$$

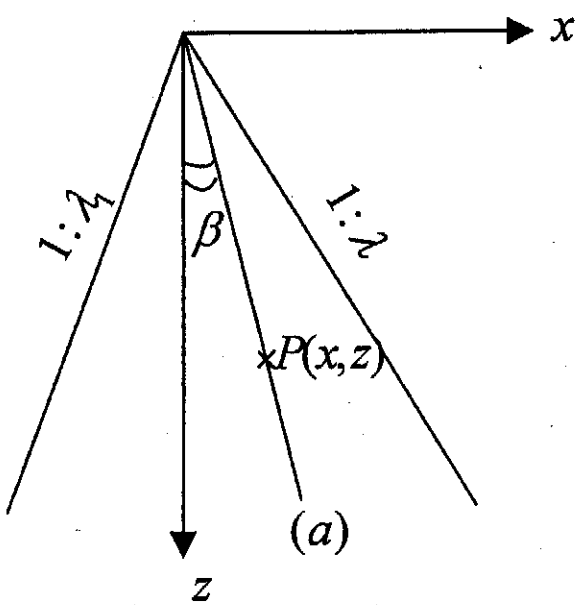


Figura 22: Sistemul de referinţă în teoria elasticităţii

Coeficienţii numerici a_1, $a_2 \ldots b_3$, se determină folosind ecuaţiile lui Laplace pentru un element plan infinit mic, din jurul punctului P, şi punând condiţii limită pe paramenţii barajului. Se obţin *relaţiile (42)*.

$$
\begin{aligned}
a_1 &= \gamma_b \frac{\lambda\cdot\lambda_1\cdot(\lambda-\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^2} - \gamma\frac{\lambda\cdot\lambda_1\cdot(2-\lambda\lambda_1+\lambda^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} + m\cdot\gamma\frac{\lambda_1^2}{\lambda+\lambda_1}\\
b_1 &= \gamma_b \frac{2\cdot\lambda^2\cdot\lambda_1^2}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \gamma\frac{\lambda^2\cdot(\lambda+3\lambda_1-2\cdot\lambda\cdot\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} - m\cdot\gamma\frac{\lambda\cdot\lambda_1^2}{\lambda+\lambda_1}\\
a_2 &= \gamma_b \frac{(\lambda_1-\lambda)}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \gamma\frac{(2-3\lambda\lambda_1-\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} + m\cdot\gamma\frac{1}{\lambda+\lambda_1}\\
b_2 &= \gamma_b \frac{(\lambda^2+\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^2} - \gamma\frac{(\lambda-\lambda_1-2\lambda^2\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^3} - m\cdot\gamma\frac{\lambda}{\lambda+\lambda_1}\\
a_3 &= \gamma_b \frac{2\cdot\lambda\cdot\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \gamma\frac{\lambda-\lambda_1-2\cdot\lambda^2\cdot\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^3} - m\cdot\gamma\frac{\lambda_1}{\lambda+\lambda_1}\\
b_3 &= \gamma_b \frac{\lambda\cdot\lambda_1\cdot(\lambda_1-\lambda)}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \gamma\frac{\lambda\cdot\lambda_1(2-\lambda\cdot\lambda_1+\lambda^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} + m\cdot\gamma\frac{\lambda\cdot\lambda_1}{\lambda+\lambda_1}
\end{aligned}
\qquad (42)
$$

Aceste expresii pentru coeficienţii numerici a_1, $a_2 \ldots b_3$ sunt determinate pentru $\lambda, \lambda_1 \neq 0$ şi cazul lacului plin. Dacă lacul de acumulare este gol, expresiile pentru aceşti coeficienţi se obţin din *relaţiile (42)* în care se consideră $\gamma = 0$. Practic din relaţiile sus menţionate rămân numai primii termeni.

Eforturile normale σ_x, σ_z, τ, orientate după direcţiile axelor de coordonate, nu reprezintă valorile extreme care acţionează într-un punct din corpul barajului. Eforturile maxime sau minime, denumite eforturi principale, acţionează după direcţii în general diferite de cele ale axelor, numite *direcţii principale*. Direcţiile principale ale eforturilor normale sunt ortogonale între ele, iar de-a lungul lor eforturile de alunecare sunt nule. Eforturile maxime de alunecare sunt orientate cu un decalaj de 45^0 faţă de direcţiile principale. Pentru a avea deci o imagine a modului în care este solicitat corpul unui baraj de greutate se calculează în orice punct P(x,z) pe lângă eforturile σ_x, σ_z şi τ şi eforturile principale σ_1, σ_2 şi τ_m. Acestea din urmă sunt date de relaţiile cunoscute [2, paragraf 2.2.9]:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\cdot\tau^2} \qquad (43)$$

$$\tau_m = \pm\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\cdot\tau^2} \qquad (44)$$

Foarte sugestive în reprezentarea stării de efort din baraj sunt liniile de egal efort principal, denumite şi *linii izostatice*, care reprezintă locul geometric al punctelor în care acţionează aceleaşi eforturi principale σ_1, σ_2 şi τ_m. Ecuaţiile lor se obţin egalând *relaţiile (43)* şi *(44)* cu o constantă parametrică, egală cu mărimea efortului care trebuie reprezentat pe profil:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\cdot\tau^2} = \sigma_0 = const \qquad (45)$$

$$\tau_m = \pm\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\cdot\tau^2} = \tau_0 = const \qquad (46)$$

6.2. **Trasarea liniilor de egal efort principal** [2, paragraful 3.3.4.2]

Tema proiectului cere ca pentru barajul cu ambii paramenți înclinați să se reprezinte grafic starea de eforturi atât în cazul în care lacul creat de baraj este gol, cât și în cazul când acesta este plin. Se cere deci, ca în cele două situații, să se traseze liniile de egal efort principal $\sigma_1 = const.$; $\sigma_2 = const.$; $\tau_m = const.$

În acest scop observăm că *relațiile (41)* se mai pot scrie sub forma

$$\sigma_x = \left(a_1 \cdot \frac{x}{z} + b_1\right) \cdot z = \sigma_x^0 \cdot z$$
$$\sigma_z = \left(a_2 \cdot \frac{x}{z} + b_2\right) \cdot z = \sigma_z^0 \cdot z \qquad (41')$$
$$\tau_m = \left(a_3 \cdot \frac{x}{z} + b_3\right) \cdot z = \tau^0 \cdot z$$

De pe *figura 22* se vede că raportul $\frac{x}{z} = tg\,\beta$ este o valoare constantă pe o rază *(a)* care unește originea cu punctul P (raza OP). Rezultă că și paranteza va fi o valoare constantă $\left(\sigma_x^0, \sigma_z^0, \tau_m^0\right)$ pe raza respectivă. Dacă acum *relațiile* $(41')$ se introduc în *expresiile (43)* și *(44)* se obține

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{1}{2}\left(\sigma_x^0 + \sigma_z^0\right) \pm \frac{1}{2}\sqrt{\left(\sigma_x^0 - \sigma_z^0\right)^2 + 4\tau^{0^2}}\right] \cdot z = \sigma_{1,2}^0 \cdot z \qquad (43')$$

$$\tau_m = \left(\pm\frac{1}{2}\sqrt{\left(\sigma_x^0 - \sigma_z^0\right)^2 + 4 \cdot \tau^{0^2}}\right) \cdot z = \pm\tau_m^0 \cdot z \qquad (44')$$

În aceste relații parantezele mari, notate cu $\sigma_1^0, \sigma_2^0, \tau_m^0$, sunt de asemenea valori constante pe o rază dată.

Ținând seama de aceste constatări trasarea liniilor de egal efort principal necesită parcurgerea următoarelor etape:

- calculul coeficienților $a_1, \ldots b_3$ cu ajutorul *formulelor (42)*;
- calculul valorilor constante $\sigma_x^0, \sigma_z^0, \ldots \tau_m^0$ pentru diferite raze duse din vârful O al barajului *(figura 22)* și cuprinse între cei doi paramenți;
- trasarea liniilor de egal efort principal, pentru diferite valori concrete $\sigma_{1j}, \sigma_{2j}, \tau_{mj}$, folosind *relațiile* $(43')$ și $(44')$, adică calculând pentru fiecare rază valoarea

$$z = \frac{\sigma_{1j}}{\sigma_1^0}; \qquad z = \frac{\sigma_{2j}}{\sigma_2^0}; \qquad z = \frac{\tau_{mj}}{\tau_m^0} \qquad (47)$$

în care, pe raza respectivă, se regăsește efortul $\sigma_{1j}, \sigma_{2j}, \tau_{mj}$.

- valorile $\sigma_{1j}, \sigma_{2j}, \tau_{mj}$ se aleg astfel încât liniile de egal efort să acopere întreaga secțiune transversală a barajului;
- calculul se poate sistematiza sub formă tabelară, așa cum se arată în cele ce urmează.

6.3. Calculul și trasarea liniilor de egal efort principal în cazul când lacul de acumulare este plin

Valorile constantelor din *formulele (42)* sunt în acest caz următoarele:

m	γ_b	γ	λ	λ_1
0,5	$2,4\left(\frac{tf}{m^3}\right)$	$1\left(\frac{tf}{m^3}\right)$	0,622	0,19485

Cu formulele respective se obțin următoarele valori ale coeficienților, în $\left(\frac{tf}{m^3}\right)$:

a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	b_3
-0,2944	0,9141	2,0080	0,6404	1,2596	0,3918

Pentru valorile λ și λ_1 corespund unghiurile $\beta = 31,882^o$ și respectiv $\beta = -11,028^o$. În consecință, pentru calculul constantelor $\sigma_x^0, \sigma_z^0, \ldots \tau_m^0$, se vor alege raze duse din 5° în 5°, începând cu verticala ($\beta = 0^o$). Folosind *formulele* $(41')$, $(43')$ *si* $(44')$ se obțin valorile din *tabelul 16.*

Tabelul 16: Valorile constante $\sigma_x^0, \sigma_z^0, \ldots \tau_m^0 \left(\frac{tf}{m^3}\right)$

β	-11,03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31,89
tgβ	-0,195	-0,176	-0,088	0	0,088	0,176	0,268	0,364	0,466	0,577	0,622
σ_x^o	0,972	0,966	0,939	0,914	0,888	0,862	0,835	0,807	0,777	0,744	0,731
σ_z^o	0,249	0,286	0,465	0,640	0,816	0,995	1,179	1,371	1,577	1,799	1,889
τ^o	0,146	0,169	0,282	0,392	0,502	0,614	0,729	0,850	0,979	1,119	1,176
σ_1^o	1,000	1,006	1,071	1,192	1,356	1,546	1,756	1,985	2,235	2,509	2,621
σ_2^o	0,221	0,246	0,334	0,362	0,349	0,311	0,258	0,193	0,119	0,035	-0,002
τ_m^o	0,389	0,379	0,368	0,415	0,503	0,618	0,749	0,896	1,058	1,237	1,311

Folosind aceste valori și *formula (47)* în *tabelele 17, 18* și *19* se calculează punctele z_j ale liniilor de egal efort principal. Valorile σ_{1j}, σ_{2j} și τ_{mj} se găsesc pe prima coloană a acestor tabele ($\sigma_{1j} = 15,30,45,60 \ldots 300 \left(tf/m^2\right), \sigma_{2j} = 3,7,13 \ldots 31 \left(tf/m^2\right)$ și $\tau_{mj} = 10,30,50 \ldots 130 \left(tf/m^2\right)$, iar pe

primul rând se găsesc valorile constantelor $\sigma_1^0, \sigma_2^0, \tau_m^0$ pentru fiecare rază în parte, calculate în *tabelul 16*.

Tabelul 17: Valorile z (m) pentru lac plin – σ_1 = constant

σ_1/β	-11,03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31,89
σ_1^0	1,000	1,006	1,071	1,1925	1,356	1,546	1,756	1,985	2,234	2,509	2,621
15	15,00	14,91	14,01	12,58	11,06	9,70	8,54	7,56	6,71	5,98	5,72
30	30,00	29,82	28,01	25,16	22,13	19,41	17,08	15,11	13,43	11,96	11,45
45	45,00	44,73	42,02	37,74	33,19	29,11	25,62	22,67	20,14	17,94	17,17
60	60,00	59,64	56,03	50,32	44,26	38,81	34,17	30,23	26,85	23,91	22,90
75	75,00	74,55	70,04	62,89	55,32	48,51	42,71	37,78	33,57	29,89	28,62
90	90,00	89,46	84,04	75,47	66,39	58,22	51,25	45,34	40,28	35,87	34,34
105	105,00	104,36	98,05	88,05	77,45	67,92	59,79	52,90	46,99	41,85	40,07
120	120,00	119,27	112,06	100,63	88,51	77,62	68,33	60,46	53,71	47,83	45,79
135	-	-	126,07	113,21	99,58	87,33	76,87	68.01	60,42	53,81	51,51
150	-	-	-	125,79	110,64	97,03	85,42	75,57	67,13	59,79	57,24
165	-	-	-	-	121,71	106,73	93,96	83,13	73,85	65,76	62,96
190	-	-	-	-	-	122,90	108,19	95,72	85,04	75,73	72,50
205	-	-	-	-	-	-	116,73	103,28	91,75	81,71	78,22
220	-	-	-	-	-	-	-	110,83	98,46	87,69	83,95
235	-	-	-	-	-	-	-	118,39	105,18	93,66	89,67
250	-	-	-	-	-	-	-	-	111,89	99,64	95,40
265	-	-	-	-	-	-	-	-	118,60	105,62	101,12
285	-	-	-	-	-	-	-	-	-	113,59	108,75
300	-	-	-	-	-	-	-	-	-	119,57	114,48

Tabelul 18: Valorile z (m) pentru lac plin – σ_2 = constant

σ_2/β	-11,03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31,89
σ_2^0	0,221	0,247	0,334	0,362	0,349	0,311	0,258	0,193	0,119	0,035	0,000
3	13,57	12,16	8,98	8,28	8,60	9,65	11,64	15,52	25,18	86,37	-
7	31,66	28,36	20,95	19,32	20,06	22,51	27,17	36,21	58,76	201,54	-
13	58,80	52,68	38,90	35,87	37,25	41,81	50,46	67,25	109,12	-	-
19	85,94	76,99	56,86	52,43	54,44	61,11	73,74	98,29	159,48	-	-
25	113,08	101,30	74,81	68,98	71,63	80,40	97,03	129,33	-	-	-
31	-	125,61	92,77	85,54	88,82	99,70	120,32	-	-	-	-

Tabelul 19: Valorile z (m) pentru lac plin – τ_m = constant

τ_m/β	-11.03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31.89
τ_m^0	0,948	0,927	0,829	0,735	0,645	0,560	0,483	0,419	0,380	0,383	0,397
10	25,68	26,34	27,15	24,09	19,87	16,19	13,35	11,16	9,46	8,08	7,63
30	77,03	79,02	81,44	72,28	59,60	48,58	40,04	33,49	28,37	24,25	22,89
50	128,38	131,70	135,74	120,47	99,33	80,97	66,73	55,81	47,28	40,42	38,16
70	-	-	-	-	-	113,36	93,43	78,14	66,19	56,58	53,42
90	-	-	-	-	-	145,75	120,12	100,47	85,10	72,75	68,68
110	-	-	-	-	-	-	-	122,79	104,01	88,92	83,94
130	-	-	-	-	-	-	-	-	122,92	105,08	99,21

În continuare, pe un profil al barajului, desenat la scară pe un format A4, punând pe fiecare rază valorile z_j, determinate în *tabelele 17, 18 19* (aceste valori se măsoară pe verticală, adică pe axa Oz a profilului), se obțin liniile de egal efort principal dorite (*figurile 23, 24, 25*).

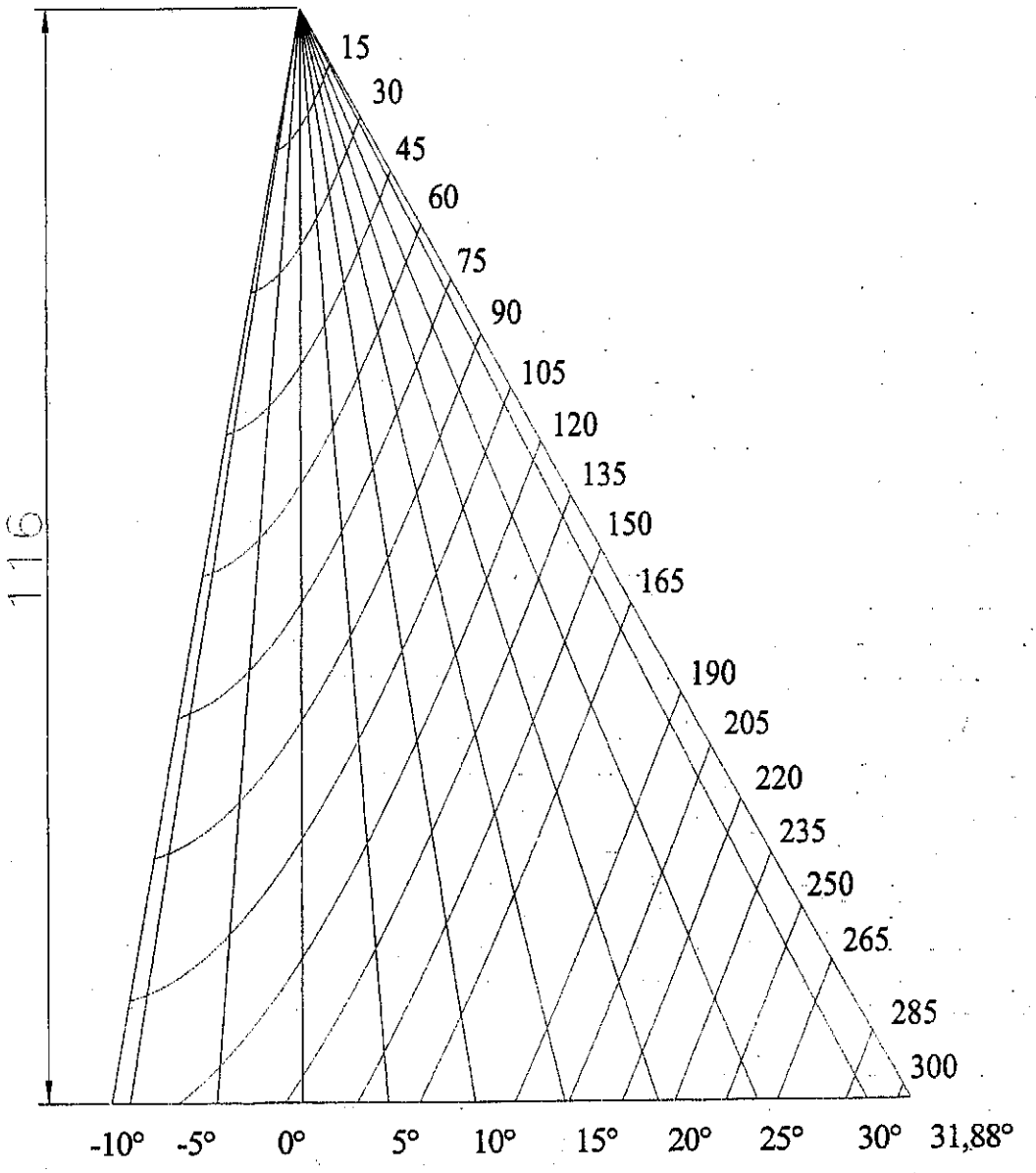


Figura 23: Linii de egal efort principal σ_1 = const. în cazul lacului de acumulare plin

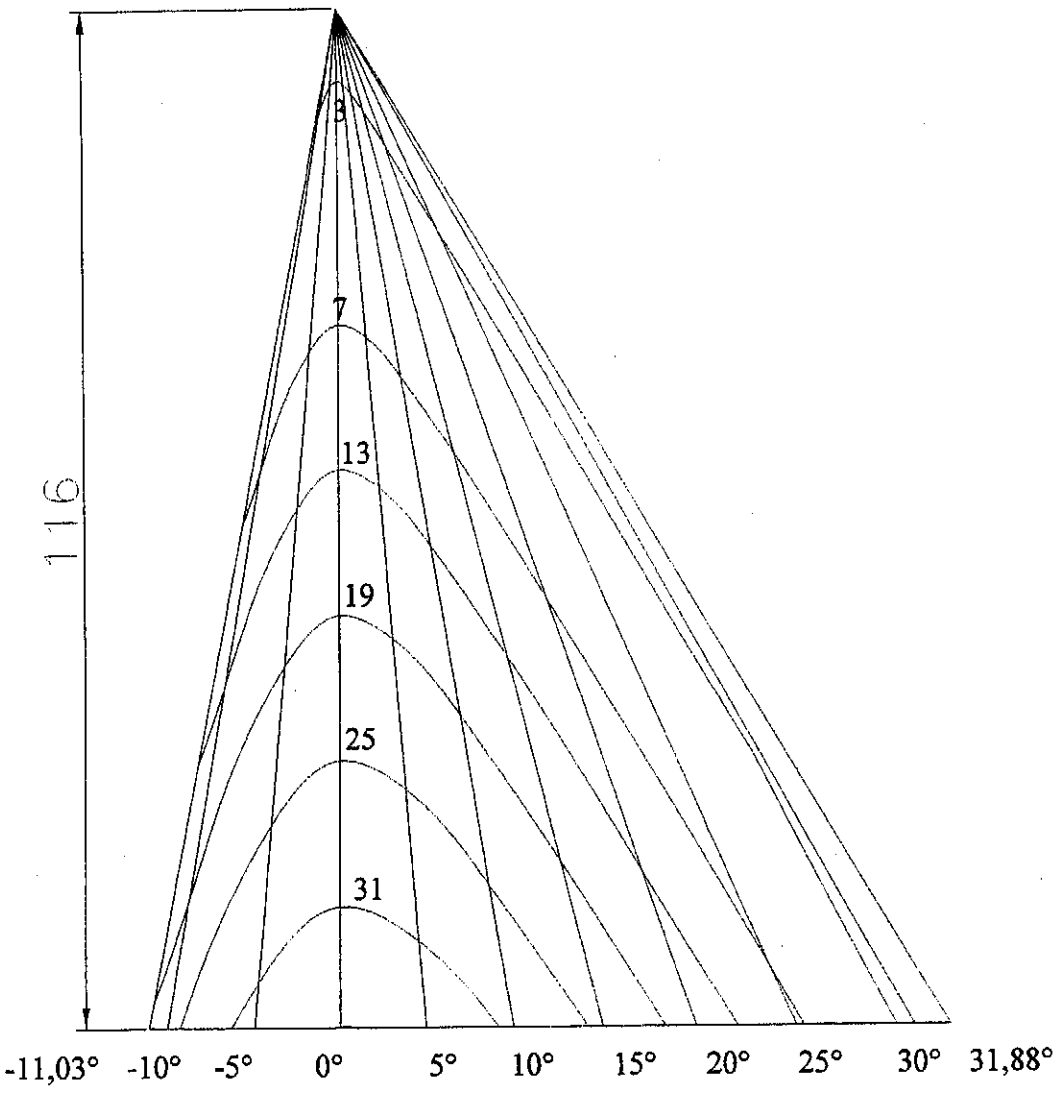


Figura 24: Linii de egal efort principal σ_2 = const. în cazul lacului de acumulare plin

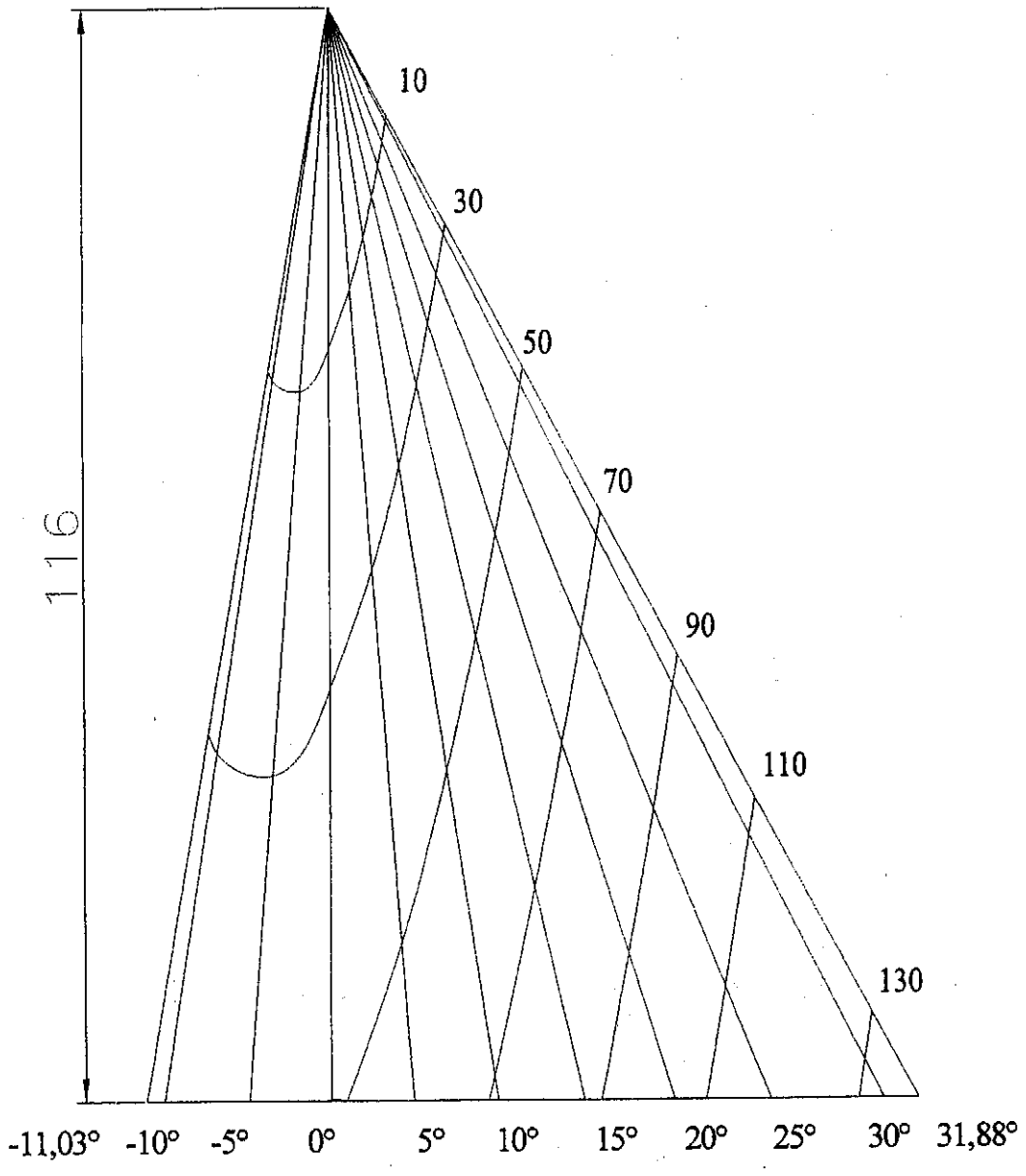


Figura 25: Linii de egal efort principal τ_m = const. în cazul lacului de acumulare plin

6.4. Calculul şi trasarea liniilor de egal efort principal în cazul când lacul de acumulare este gol

Neexistând apă în lac *formulele (42)* se simplifică şi se reduc la primul lor termen, iar constantele din formule sunt următoarele:

m	γ_b	γ	λ	λ_1
0,5	2,4 (tf/m^3)	1 (tf/m^3)	0,622	0,19489

Cu formulele respective se obţin următoarele valori ale coeficienţilor, în (tf/m^3):

a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	b_3
0,1862	0,1057	-1,5362	1,5281	0,8719	-0,1862

Mai departe se procedează în acelaşi mod ca şi în cazul lacului plin. Se obţin valorile constantelor $\sigma_x^0, \sigma_z^0, \ldots \tau_m^0$ pentru fiecare rază (*tabelul 20)* şi apoi valorile z_j pentru liniile de egal efort principal (*tabelele 21, 22,* 23)

Tabelul 20: Valorile constante $\sigma_x^0, \sigma_z^0, \ldots \tau_m^0 \left(\frac{tf}{m^3}\right)$

β	-11,03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31,89
tgβ	-0,195	-0,176	-0,088	0	0,088	0,176	0,268	0,364	0,466	0,577	0,622
σ_x^0	0,069	0,073	0,089	0,106	0,122	0,139	0,156	0,174	0,193	0,213	0,222
σ_z^0	1,827	1,799	1,663	1,528	1,394	1,257	1,117	0,969	0,812	0,641	0,572
τ^0	-0,356	-0,340	-0,263	-0,186	-0,109	-0,033	0,047	0,131	0,220	0,317	0,356
σ_1^0	1,897	1,864	1,705	1,552	1,403	1,258	1,119	0,990	0,882	0,809	0,794
σ_2^0	0,000	0,008	0,047	0,082	0,113	0,138	0,153	0,152	0,122	0,045	0,000
τ_m^0	0,948	0,928	0,829	0,735	0,645	0,560	0,483	0,419	0,380	0,383	0,397

Tabelul 21: Valorile z (m) pentru lac gol – σ_1 = constant

σ_1/β	-11.03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31.89
σ_1^0	1,896	1,863	1,705	1,552	1,403	1,258	1,119	0,990	0,882	0,810	0,794
15	7,91	8,05	8,80	9,67	10,69	11,92	13,41	15,15	17,00	18,52	18,88
30	15,82	16,10	17,60	19,33	21,38	23,85	26,82	30,30	34,00	37,03	37,77
45	23,73	24,15	26,40	29,00	32,08	35,77	40,22	45,45	51,00	55,55	56,65
60	31,64	32,20	35,20	38,67	42,77	47,69	53,63	60,60	68,00	74,06	75,53
75	39,55	40,26	43,99	48,33	53,46	59,62	67,04	75,75	85,00	92,58	94,42
90	47,46	48,31	52,79	58,00	64,15	71,54	80,45	90,90	102,00	111,10	113,30
105	55,37	56,36	61,59	67,66	74,84	83,46	93,85	106,05	119,00	129,61	132,18
120	63,28	64,41	70,39	77,33	85,54	95,39	107,26	121,20	-	-	-
135	71,19	72,46	79,19	87,00	96,23	107,31	120,67	-	-	-	-
150	79,10	80,51	87,99	96,66	106,92	119,24	-	-	-	-	-
165	87,01	88,56	96,79	106,33	117,61	-	-	-	-	-	-
180	94,92	96,61	105,59	116,00	-	-	-	-	-	-	-
195	102,83	104,66	114,38	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabelul 22: Valorile z (m) pentru lac gol – σ_2 = constant

σ_2 β	-11,03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31,89
σ_2°	0,000	0,008	0,047	0,082	0,113	0,138	0,153	0,152	0,122	0,044	0,00
1	-	120,74	21,40	12,24	8,88	7,27	6,53	6,56	8,19	22,48	-
3	-	-	64,19	36,71	26,65	21,80	19,58	19,69	24,58	67,44	-
5	-	-	106,98	61,19	44,42	36,34	32,63	32,81	40,97	112,39	-
7	-	-	149,77	85,66	62,19	50,88	45,68	45,94	57,35	157,35	-
9	-	-	-	110,14	79,96	65,41	58,73	59,06	73,74	-	-
11	-	-	-	134,61	97,73	79,95	71,78	72,19	90,13	-	-
13	-	-	-	-	115,50	94,48	84,83	85,31	106,51	-	-
15	-	-	-	-	133,27	109,02	97,88	98,44	122,90	-	-
17	-	-	-	-	-	123,55	110,93	111,56	-	-	-

Tabelul 23: Valorile z (m) pentru lac gol – τ_m = constant

τ_m/β	-11.03	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	31,89
τ_m°	0,948	0,927	0,829	0,735	0,645	0,560	0,483	0,419	0,380	0,383	0,397
10	25,68	26,34	27,15	24,09	19,87	16,19	13,35	11,16	9,46	8,08	7,63
20	51,35	52,68	54,30	48,19	39,73	32,39	26,69	22,33	18,91	16,17	15,26
30	77,03	79,02	81,44	72,28	59,60	48,58	40,04	33,49	28,37	24,25	22,89
40	102,70	105,36	108,59	96,38	79,47	64,78	53,39	44,65	37,82	32,33	30,52
50	128,38	131,70	135,74	120,47	99,33	80,97	66,73	55,81	47,28	40,42	38,16
60	-	-	-	-	119,20	97,17	80,08	66,98	56,73	48,50	45,79
70	-	-	-	-	-	113,36	93,43	78,14	66,19	56,58	53,42
80	-	-	-	-	-	129,56	106,77	89,30	75,64	64,67	61,05
90	-	-	-	-	-	-	120,12	100,47	85,10	72,75	68,68
100	-	-	-	-	-	-	-	111,63	94,55	80,83	76,31
110	-	-	-	-	-	-	-	122,79	104,01	88,92	83,94
120	-	-	-	-	-	-	-	-	113,46	97,00	91,57
130	-	-	-	-	-	-	-	-	122,92	105,08	99,21
140	-	-	-	-	-	-	-	-	-	113,17	106,84

Reprezentarea grafică a acestor linii se face în mod analog (*figurile 26, 27, 28*).

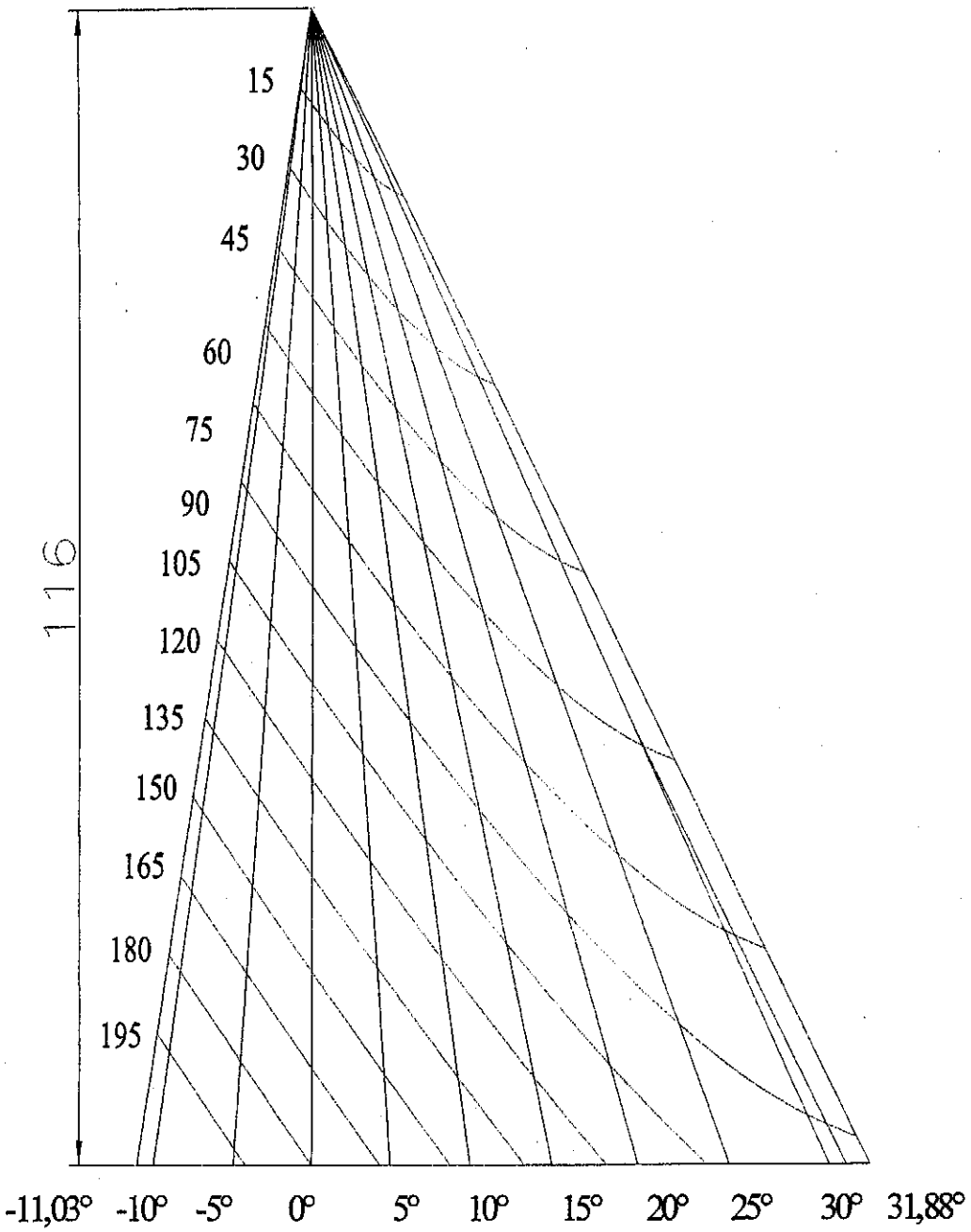


Figura 26: Linii de egal efort principal σ_1 = const. în cazul lacului de acumulare gol

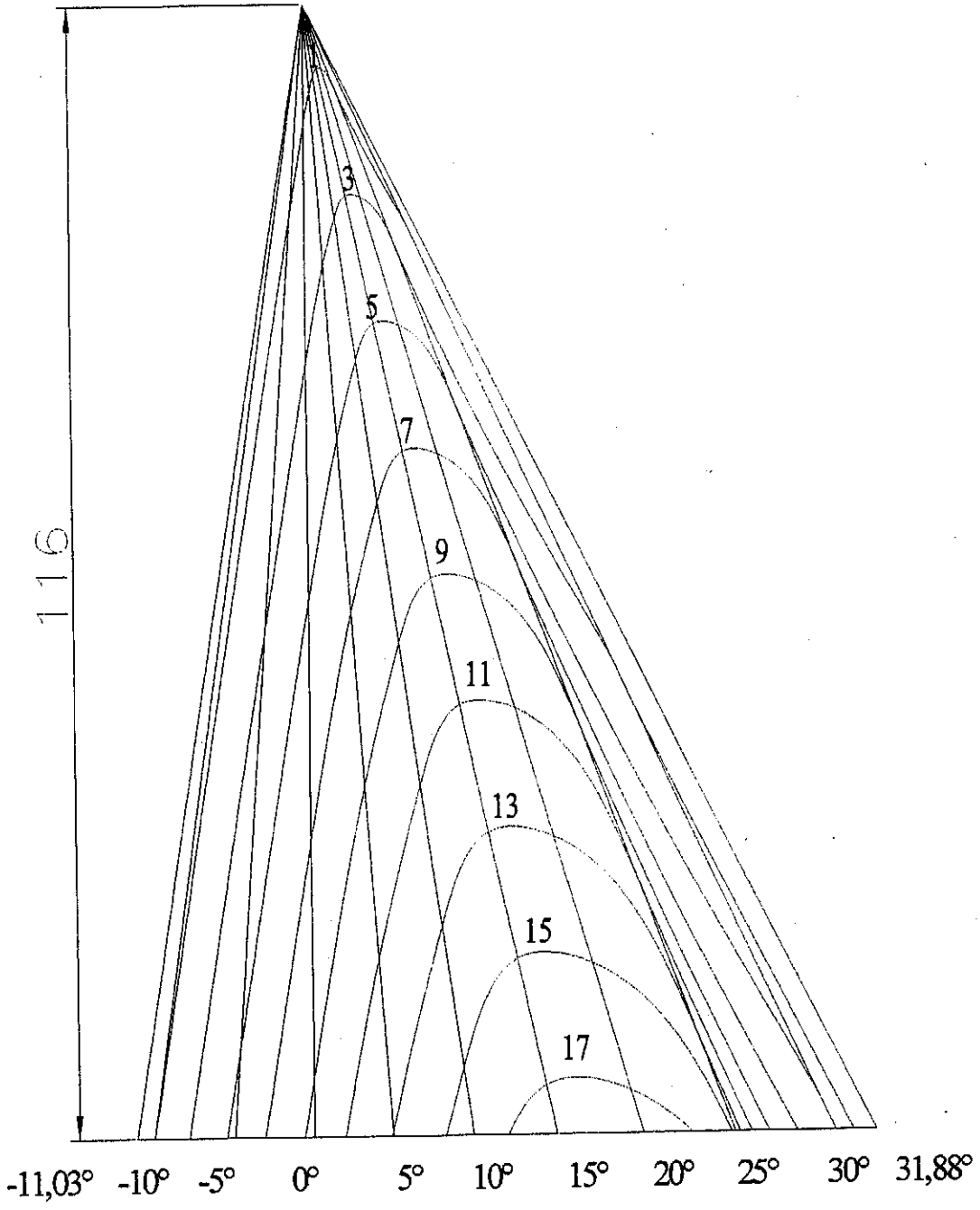


Figura 27: Linii de egal efort principal σ_2 = const. în cazul lacului de acumulare gol

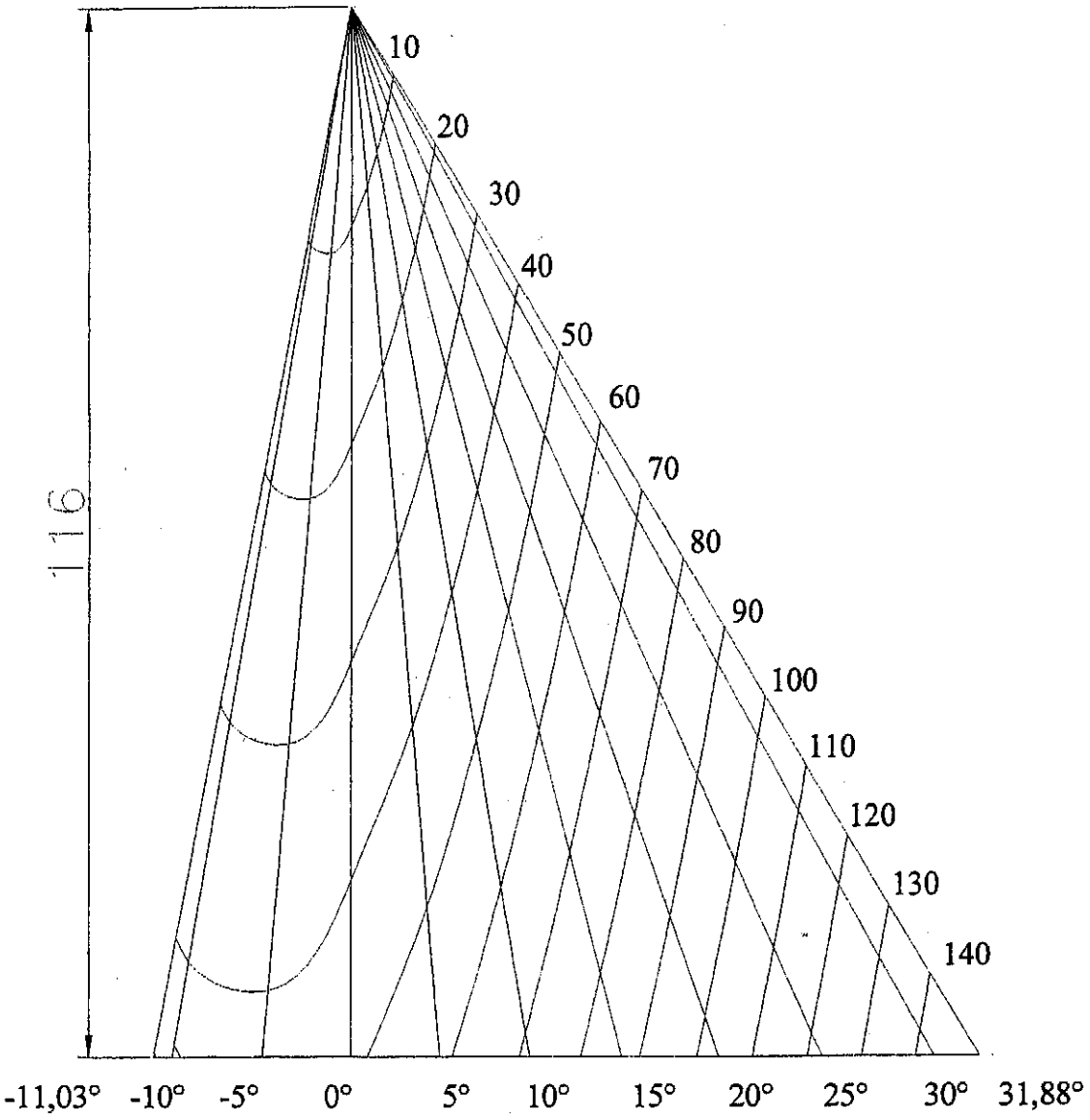


Figura 28: Linii de egal efort principal τ_m = const. în cazul lacului de acumulare gol

7. Calculul hidraulic al descărcătorilor de ape mari în cazul barajului de greutate

Prin descărcători de ape mari, în cadrul proiectului de față, se înțelege ansamblul de uvraje format din deversorul de suprafață, cu profil practic, golirea de fund și disipatorul de energie, uvraje al căror calcul hidraulic va fi exemplificat în acest capitol.

7.1. Calculul hidraulic al deversorului cu profil practic

Descărcarea apelor mari, a gheţurilor şi plutitorilor, precum şi reglarea nivelului apei din lacurile create de baraje de reţinere sau de derivaţie, se fac de cele mai multe ori prin intermediul deversoarelor frontale. Ele constau dintr-una sau mai multe deschideri dreptunghiulare, separate prin pile, cu creasta situată sub coronamentul barajului. Poziția crestei în elevație se alege astfel încât deasupra lamei deversante să mai rămână un spațiu de gardă, ca și gabaritul necesar pentru ca tablierul podului să fie susținut de pile.

În paragraful 2.2. s-a stabilit deja că evacuarea debitului maxim $Q = 736$ (m^3/s) se va face cu ajutorul unu deversor cu profil practic, Creager – Ofițerov, tip *A*, care va avea o lățime a câmpului deversant $b = 30$ *(m)* și o înălțime maximă a lamei deversante $h_d^{max} = 5$ (m). Câmpul deversant va fi format din 3 deschideri cu lățime de 10 (m) fiecare, separate între ele de 2 pile cu lățimea de 1 (m) fiecare.

7.1.1. Calculul coordonatelor profilului deversorului

La început trebuie calculate coordonatele profilului deversorului și verificat dacă deversorul cu profil practic, în cazul barajului dimensionat în paragraful 4.5. ($\lambda_1 = 0{,}195$ și $\lambda = 0{,}622$) este de tipul *A* sau *B* (*figura 29*).

Cele două tipuri diferite A și B ale acestui profil rezultă din necesitatea racordării profilului curbiliniu al deversorului la cei doi paramenți (amonte și aval) ai barajului. Având în vedere că înclinările λ și λ_1 ale celor doi paramenți sunt determinate, ca și h_d^{max}, profilul curbiliniu trebuie încadrat într-un spațiu bine precizat MNPR, tangent la paramentul aval și în același timp la orizontala care delimitează h_d^{max}, așa cum se vede din *figura 29*. Dacă profilul deversorului își are originea în afara cadrului MNPR, racordarea cu paramentul amonte al barajului se face cu o

verticală, rezultând tipul de deversor A, iar dacă originea rămâne în interiorul cadrului MNPR, racordarea cu paramentul amonte se face cu o dreaptă la 45^0, rezultând tipul de deversor B.

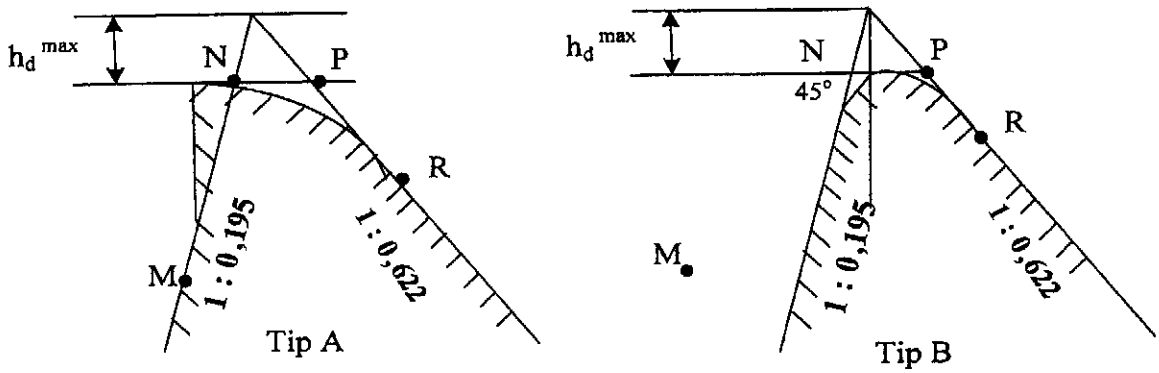


Figura 29: Încadrarea profilului Creager – Ofițerov la un baraj de beton

În acest scop, folosim coordonatele (x*, y*) prezentate în literatura de specialitate [1], [5], [6], date de Creager și Ofițerov, pentru o înălțime a lamei deversante $h_d = 1$ (m) (*tabelul 24*).

Tabelul 24: Coordonatele profilelor Creager – Ofițerov, $h_d = 1$ (m)

Profil A			Profil B		
x*	y*		x*	y*	
	Intrados	Extrados		Intrados	Extrados
0,000	0,126	-0,831	0,000	0,043	-0,781
0,100	0,036	-0,803	0,100	0,010	-0,756
0,200	0,007	-0,772	0,200	0,000	-0,724
0,300	0,000	-0,740	0,300	0,005	-0,689
0,400	0,007	-0,702	0,400	0,023	-0,648
0,600	0,063	-0,620	0,600	0,090	-0,552
0,800	0,153	-0,510	0,800	0,193	-0,435
1,000	0,267	-0,380	1,000	0,333	-0,293
1,200	0,410	-0,219	1,200	0,500	-0,120
1,400	0,590	-0,030	1,400	0,700	0,075
1,700	0,920	0,305	1,700	1,050	0,438
2,000	1,310	0,693	2,000	1,470	0,860
2,500	2,100	1,500	2,500	2,340	1,710
3,000	3,110	2,500	3,000	3,390	2,760
3,500	4,260	3,660	3,500	4,610	4,000
4,000	5,610	5,000	4,000	6,040	5,420
4,500	7,150	6,540	4,500	7,610	7,070

În cazul aplicației noastre $h_d^{max} = 5$ (m). De aceea coordonatele celor două profile se obțin multiplicând x^* și y^* cu valoarea lui h_d^{max}, adică

$$x = x^* \cdot h_d^{max} \qquad (48)$$
$$y = y^* \cdot h_d^{max}$$

Se obțin astfel coordonatele celor două profile (A și B) prezentate în *tabelul 25.*

Tabelul 25: Coordonatele reale ale profilelor A și B, $h_d^{max} = 5$ (m)

Profil A			**Profil B**		
x	y		x	y	
	Intrados	**Extrados**		**Intrados**	**Extrados**
0,000	0,630	-4,155	0,000	0,215	-3,905
0,500	0,180	-4,015	0,500	0,050	-3,780
1,000	0,035	-3,860	1,000	0,000	-3,620
1,500	0,000	-3,700	1,500	0,025	-3,445
2,000	0,035	-3,510	2,000	0,115	-3,240
3,000	0,315	-3,100	3,000	0,450	-2,760
4,000	0,765	-2,550	4,000	0,965	-2,175
5,000	1,335	-1,900	5,000	1,665	-1,465
6,000	2,050	-1,095	6,000	2,500	-0,600
7,000	2,950	-0,150	7,000	3,500	0,375
8,500	4,600	1,525	8,500	5,250	2,190
10,000	6,550	3,465	10,000	7,350	4,300
12,500	10,500	7,500	12,500	11,700	8,550
15,000	15,550	12,500	15,000	16,950	13,800
17,500	21,300	18,300	17,500	23,050	20,000
22,500	28,050	25,000	22,500	30,200	27,100
25,000	35,500	32,700	25,000	38,050	35,300

Cu aceste valori, pe câte un format A4 de hârtie milimetrică, se reprezintă la scară cele două profile A și respectiv B. Pe o hârtie de calc, folosind aceeași scară, se desenează vârful triunghiului care reprezintă profilul barajului, precum și orizontala dusă sub vârf cu h_d^{max}. Prin suprapunerea calculul pe fiecare din cele două profile A și B, desenate pe hârtia milimetrică, se observă care din cele două profile respectă condițiile de tangență arătate mai înainte (*figura 29*).

În cazul aplicației noastre a rezultat că aceste condiții sunt îndeplinite de profilul Creager – Ofițerov tip A (valoare $m_0 = 0,49$), așa cum se vede din *figura 30.*

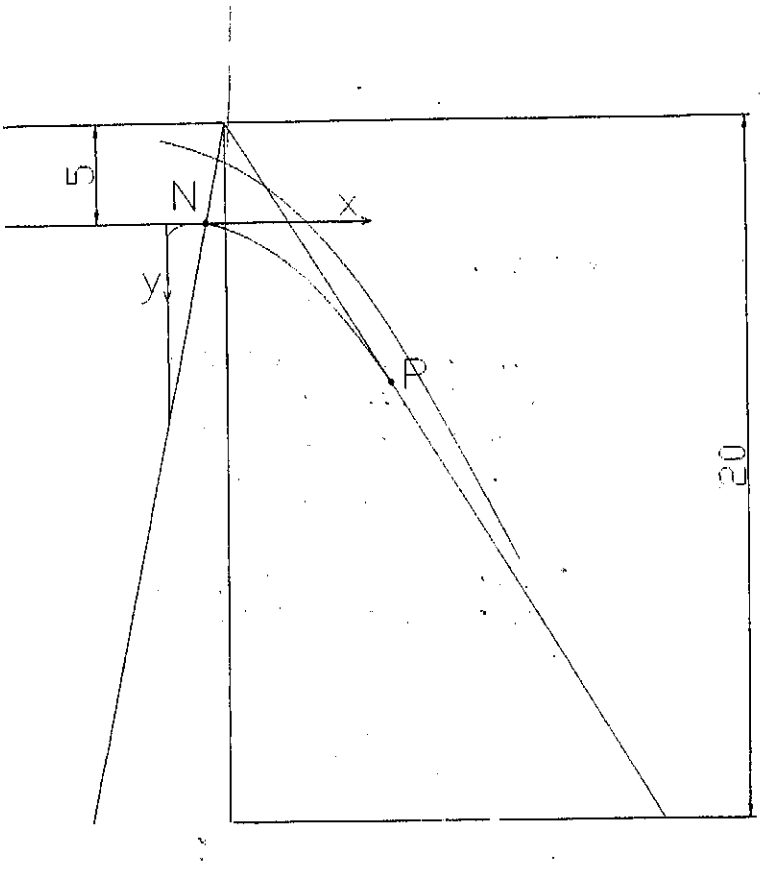


Figura 30: Racordarea profilului deversor tip A la barajul de greutate

7.1.2. Calculul cheii limnimetrice a deversorului

În continuare trebuie calculată şi reprezentată grafic **cheia limnimetrică** reală a deversorului. Aşa cum s-a menţionat deja, deversorul este format din 3 deschideri de câte 10(m) fiecare, separate între ele cu 2 pile având fiecare grosimea de 1 (m) (*figura 31*).

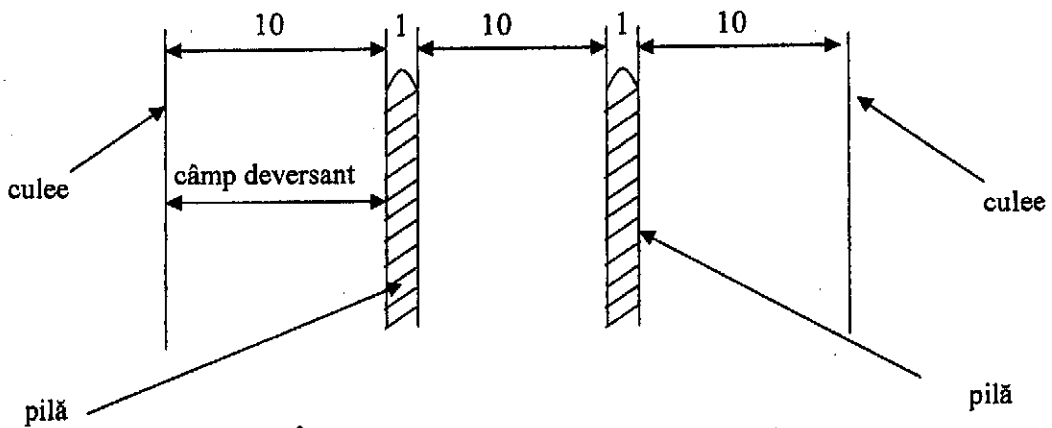


Figura 31: Împărţirea lăţimii deversorului în câmpuri deversoare

Debitul real evacuat peste deversor se calculează cu relaţia:

$$Q = m \cdot b\sqrt{2g} \cdot h_d^{3/2} \tag{49}$$

Coeficientul de debit m se calculează cu o formulă de tipul

$$m = m_0\, \sigma\, \varepsilon\, k \ldots \tag{50}$$

şi deci debitul deversat se va calcula cu formula:

$$Q = m_0 \cdot \sigma \cdot \varepsilon \cdot k \cdot b\sqrt{2g} \cdot h_d^{3/2} \tag{51}$$

în care σ, ε, k sunt coeficienţi de corecţie, egali cu unitatea când deversorul se află în condiţii normale şi diferiţi de unitate când există abateri de la aceste condiţii. Principalele abateri sunt:

- înecarea deversorului, a cărei influenţă se introduce prin coeficientul de înecare σ;
- contracţia laterală, introdusă prin coeficientul de contracţie ε;
- oblicitatea deversorului, introdusă prin coeficientul k.

În cazul aplicaţiei din proiect $m_0 = 0{,}49$ (deversorul este de tip A), are $k = 1$ (deversor frontal) şi $\sigma = 1$ (deversor neînecat). Coeficientul de contracţie se calculează cu formula:

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1 \cdot n \cdot \zeta \cdot \frac{h_d^{max}}{b} \tag{52}$$

În această formulă n reprezintă numărul contracţiilor laterale (n = 2 pentru un deversor cu o singură deschidere, n = 4 pentru un deversor cu două deschideri etc.), iar ζ un coeficient care ţine seama de forma capului amonte al pilelor, având valorile date în *figura 32 a.* Valorile coeficientului ζ scad când pila avansează în amonte de creasta deversorului (*figura 32 b.*). În *tabelul 26* se prezintă aceste valori pentru diferite mărimi ale avansului pilei "*a*" faţă de creasta deversorului.

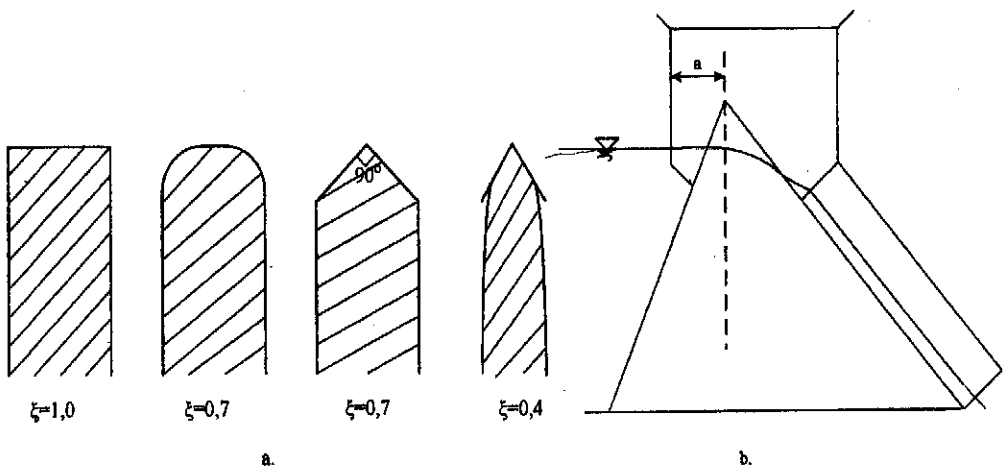


Figura 32: Coeficientul de formă al pilelor – ξ

Tabelul 26: Valori ale coeficientului ξ

Forma pilei în amonte	Valori ξ		
	a = 0	a = 0,5 h_d^{max}	a = h_d^{max}
Dreptunghiulară	1,00	0,50	0,25
Semicirculară	0,70	0,47	0,23
Triunghiulară ($\alpha = 90^0$)	0,70	0,47	0,23
Ogivală ($\alpha = 30^0$)	0,40	0,24	0,16

Pentru aplicația noastră:

- numărul contracțiilor laterale este $n = 6$;
- pila are cap amonte semicircular și avansarea în amonte $a = 0{,}5 \cdot h_d^{max} = 2{,}5$ (m), deci $\xi = 0{,}47$;

astfel că pentru $h_d^{max} = 5$ (m) rezultă:

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1 \cdot n \cdot \zeta \cdot \frac{h_d^{max}}{b} = 1 - 0{,}16 \cdot 0{,}47 \cdot \frac{5}{30} = 0{,}953$$

Debitul maxim evacuat la $h_d^{max} = 5$ (m) va fi deci:

$$Q_{dev}^{max} = 0{,}49 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}953 \cdot 30 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 5^{\frac{3}{2}} = 693{,}761 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

La calculul cheii limnimetrice reale trebuie ținut cont și de formulele de corecție a valorii m_o pentru diferite valori ale înălțimii lamei deversante. Aceste formule [1, pag. 293] sunt următoarele:

- pentru **profilul tip A**:

$$m_o = 0{,}49 \cdot \left(0{,}785 + 0{,}25 \frac{h_d}{h_d^{max}}\right), \quad \text{dacă } \frac{h_d}{h_d^{max}} \le 0{,}8 \tag{53}$$

$$m_o = 0{,}49 \cdot \left(0{,}88 + 0{,}12 \frac{h_d}{h_d^{max}}\right), \quad \text{dacă } \frac{h_d}{h_d^{max}} > 0{,}8 \tag{54}$$

- pentru **profilul tip B**:

$$m_o = 0{,}48 \cdot \left(0{,}85 + 0{,}31 \frac{h_d}{h_d^{max}}\right), \quad \text{dacă } \frac{h_d}{h_d^{max}} \le 0{,}5 \tag{55}$$

$$m_o = 0{,}48 \sqrt[20]{\frac{h_d}{h_d^{max}}}, \quad \text{dacă } \frac{h_d}{h_d^{max}} > 0{,}5 \tag{56}$$

Folosind pentru *Q formula (51)*, pentru ε *formula (52)*, iar pentru m_o *formulele (53)* și *(54)*, se obțin datele din *tabelul 27*.

Tabelul 27: Calculul valorilor Q = Q(h_d)

h_d	(m)	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
ε	-	0,995	0,991	0,986	0,981	0,976	0,972	0,967	0,962	0,958	0,953	0,948
m_o	-	0,397	0,409	0,421	0,434	0,446	0,458	0,470	0,483	0,484	0,490	0,496
Q	(m³/s)	18,56	53,84	101,33	160,05	228,76	307,32	395,49	494,15	587,98	693,76	806,19

Cu ajutorul datelor din *tabelul 27* se poate acum trasa grafic cheia limnimetrică reală a deversorului, așa cum se vede în *figura 33*.

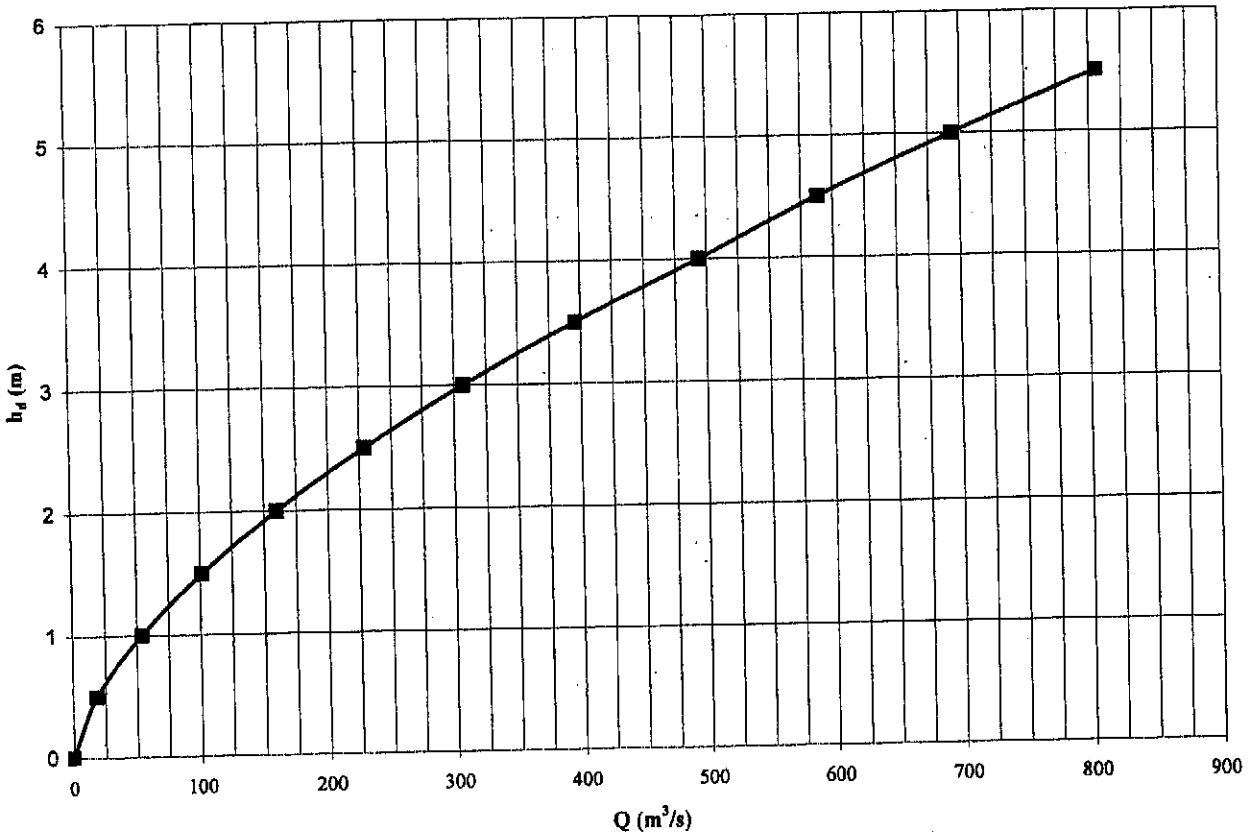


Figura 33: Cheia limnimetrică a deversorului

Din acest grafic se determină înălțimea reală a lamei deversante în situația când în lac sosește debitul efluent maxim $Q_{max}^{1\%} = 736\left(\frac{m^3}{s}\right)$ și anume $h_d^{max} = 5{,}2$ (m).

7.1.3. Calculul adâncimii contractate

De asemenea se poate determina valoarea adâncimii contractate h_c de la piciorul aval al barajului, adică de la intrarea apei deversate în disipatorul de energie (*figura 34*).
Conform celor arătate în [1, pag. 296] se folosește relația:

$$h_c = \frac{q}{\varphi_v \sqrt{2g(H_r + H_o - h_c)}} \tag{57}$$

în care

$$H_o = h_d^{max} + \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g}; \qquad v_0 = \frac{Q_{max}^{1\%}}{b \cdot h_d^{max}} \tag{58}$$

$$q = \frac{Q_{max}^{1\%}}{b_1}; \qquad b_1 = b + 2 \cdot b_p \tag{59}$$

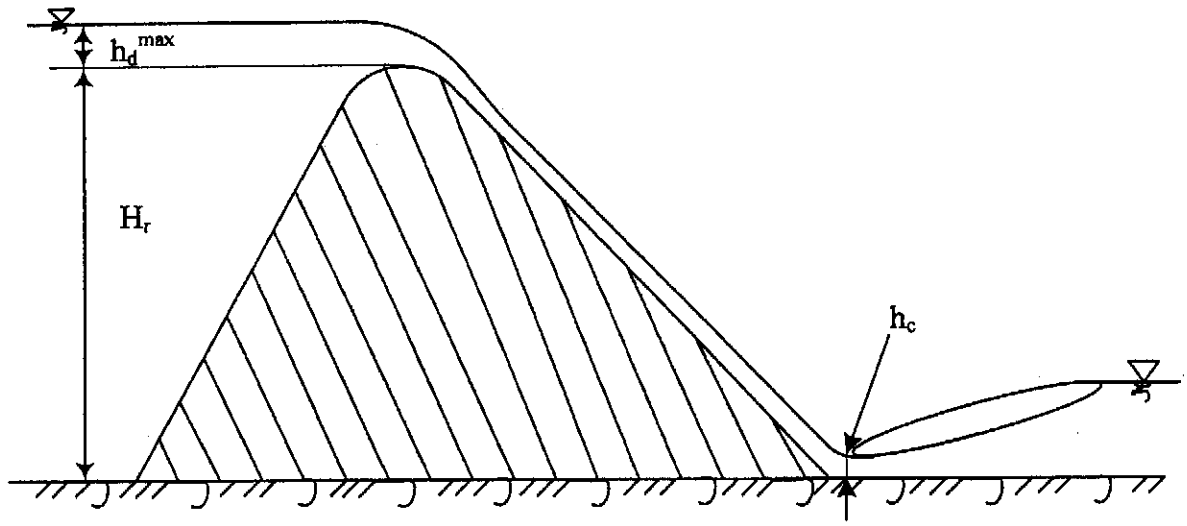


Figura 34: Calculul adâncimii contractate h_c

În cazul aplicației noastre rezultă:

$$b_1 = b + 2 \cdot b_p = 30 + 2 \cdot 1 = 32 \text{ (m)}$$

$$q = \frac{736}{32} = 23 \text{ (m}^3\text{/s m)}$$

$$v_0 = \frac{736}{30 \cdot 5{,}20} = 4{,}718 \text{ (m/s)}$$

$$H_0 = 5{,}20 + \frac{1{,}05 \cdot 4{,}718^2}{2 \cdot 9{,}81} = 6{,}391 \text{ (m)}$$

Coeficientul de viteză φ_v are valori în intervalul (0,97 ... 0,98) şi se va alege o valoare medie, iar înălțimea de retenție conform temei de proiect este H_r = 104 (m). Rezultă:

$$h_c = \frac{23}{0{,}975\sqrt{2 \cdot 9{,}81(104 + 6{,}391 - h_c)}} \tag{60}$$

Se obține valoarea h_c prin iterații succesive. Dacă în prima aproximație, admitem în *relația (60)* h_c = 0 (m), se obține valoarea $h_c' = 0{,}507$ (m). Dacă acum se folosește această valoare, din nou în relația de mai sus, se găsește $h_c'' = 0{,}508$ (m), iar apoi procedând analog rezultă $h_c''' = 0{,}508$ (m). Se admite deci ca valoare finală h_c = 0,508 (m).

7.2. Calculul hidraulic al golirii de fund

Golirea de fund este un descărcător de adâncime, situat la câţiva metrii deasupra talvegului. Aceasta îndeplineşte câteva sarcini funcţionale:

- permite evacuarea parţială sau totală a apei din lacul de acumulare pentru a se putea realiza revizii şi reparaţii ale barajului, prizei de apă sau ale chiuvetei lacului;
- realizează spălarea depunerilor de aluviuni din zona amonte de piciorul barajului;
- evacuează o cotă parte a debitelor maxime din perioadele de viitură.

Golirile de fund se pot amplasa în corpul barajelor, sub formă de conducte de golire, sau în versanţi, sub formă de galerii de golire. Intrarea în golire este situată deasupra talvegului. Cota axului se alege luând în considerare viitoarele depuneri aluvionare din faţa barajului. Pentru a evita blocarea vanelor şi înfundarea golirii cu plutitori de adâncime sau impurităţi mari, în amonte se prevede un grătar rar cu lumina de 12...20 cm. Lumina este mică atunci când diametrul golirii este redus, când există vane de construcţie specială, sau când viteza de acces este mare. La diametre mari, închise cu vane plane, lumina creşte.

În cazul acestui proiect golirea de fund se realizează sub forma unei conducte metalice ce străbate corpul barajului (de la paramentul amonte la cel aval). La calculul golirii de fund se pun următoarele probleme:

- determinarea numărului de goliri de fund şi modul de amplasare al acestora;
- stabilirea debitului de calcul al golirii de fund;
- calculul diametrului golirii de fund.

La golirile de fund debitul de calcul se stabileşte ţinând seama de diverse recomandări. Debitul golirii nu se ia în considerare la evacuarea viiturii de calcul, dar se contează pe aportul lui în cazul debitului de verificare. Se consideră că la un nivel minim golirile trebuie să evacueze debitul afluent din perioadele necesare eventualelor lucrări de reparaţii şi întreţineri. Se impune de asemenea ca prin goliri să se poată goli lacul într-un timp cât mai scurt. Durata golirii este funcţie de importanţa lucrării şi de capacitatea lacului, fără a exista însă precizări ferme. Dacă prin nici unul din criteriile de mai sus nu se poate stabili debitul ce trebuie evacuat prin golirea de fund, atunci se admite că acesta reprezintă între 20 – 30% din debitul maxim. În aplicaţia noastră se va admite:

$$Q_{gf} = 0{,}25 \cdot Q_{max}^{1\%} = 0{,}25 \cdot 736 = 184 \quad (m^3/s)$$

Problema alegerii numărului de goliri de fund este destul de importantă şi pentru aceasta trebuie ţinută seama de valoarea debitului evacuat prin golirea de fund şi de numărul fronturilor deversante, pentru că de obicei, pentru simetrie, se pot alege atâtea goliri de fund câte fronturi deversante sunt.

Dacă diametrele care rezultă din calcul nu sunt prea mari, se pot realiza şi un număr mai mic de goliri, care însă trebuie aşezate simetric, astfel încât în disipatorul de energie curgerea apei să fie simetrică. Numărul conductelor de golire trebuie stabilite pe baza unui calcul tehnico – economic, care să ia în calcul costurile atât ale conductelor, cât şi ale echipamentelor cu care sunt dotate acestea.

În cazul acestui proiect există 3 deschideri deversante şi se va admite că se vor realiza 3 conducte de golire, câte una pe fiecare plot deversant. În consecinţă prin fiecare conductă de golire va trebui să se evacueze:

$$Q_{gf1} = \frac{Q_{gf}}{3} = \frac{184}{3} = 61{,}33 \ (\mathrm{m^3/s})$$

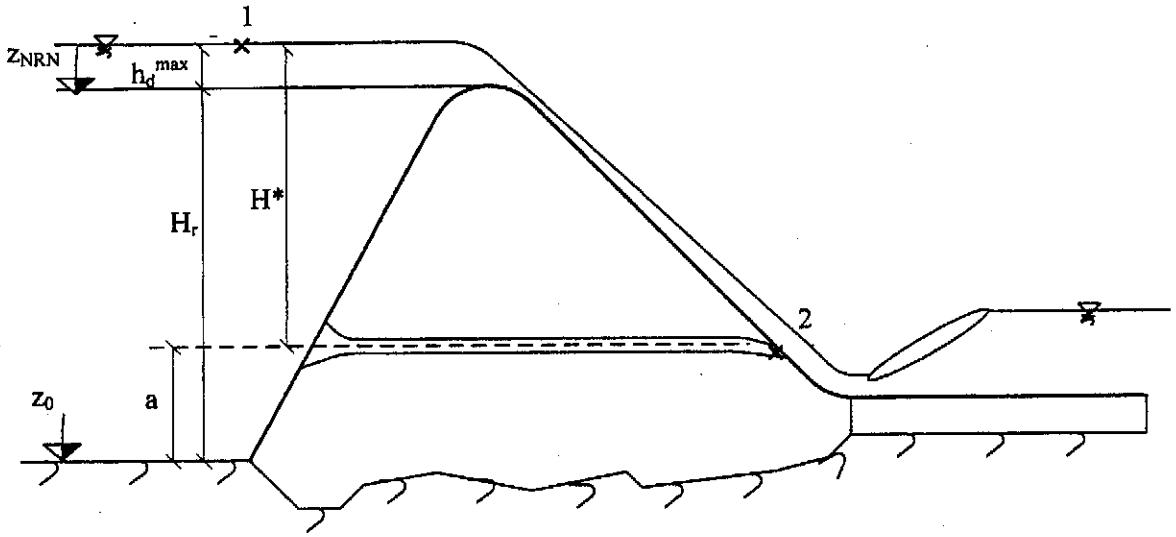


Figura 34: Calculul hidraulic al golirii de fund

Calculul hidraulic al unei golirii de fund se face scriind relaţia lui Bernoulli între punctul 1 de la suprafaţa liberă a apei în lac şi punctul 2 de la ieşirea pe parament (*figura 34*). Se obţine:

$$\frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} + z_1 = \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + h_{r12}^{lin} + \sum_1^2 h_{rj}^{loc} \qquad (61)$$

Dacă în *relaţia (61)* se ţine seama că:

$z_1 - z_2 = H^*$ = sarcina golirii de fund;

$$p_1 = p_2 = p_{at}; \qquad \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g} \cong 0 \ \text{(neglijabil)};$$

$$h_{r12}^{lin} = \lambda \frac{L}{D} \frac{v_2^2}{2g}; \qquad h_{rj}^{loc} = \xi_j \frac{v_2^2}{2g};$$

D = diametrul golirii de fund,

se găseşte:

$$Q = v_2 \frac{\pi D^2}{4} = m \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH^*} \qquad (62)$$

în care

$$m = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \lambda \frac{L}{D} + \sum \xi_j}} \qquad (63)$$

Coeficientul lui Darcy, λ, al pierderii de sarcină liniară se poate calcula cu una din formulele cunoscute din literatură, pentru curgeri turbulente (Altşul, Colebrooke – White, Nikuradze etc.). De exemplu se poate folosi formula lui Altşul

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{68}{\mathrm{Re}} + \frac{k}{D}\right)^{0{,}25} \tag{64}$$

în care: $\mathrm{Re} = \dfrac{v \cdot D}{\upsilon}$ - numărul Reynolds al curgerii;

k = rugozitatea echivalentă a pereţilor conductei;

υ = coeficientul de viscozitate cinematică a apei.

Coeficienţii ξ_j pentru pierderile locale de sarcină se iau din literatura de specialitate [6], [8], [9]:

- intrarea în conductă cu racord gradual: 0,10 ... 0,20;
- reducere de secţiune: 0,02 ... 0,05;
- vană fluture deschisă: 0,05 ... 0,25;
- coturi, în funcţie de unghiul cotului şi de raza de curbură: 0,05...0,15.

În cazul aplicaţiei noastre conductele de golire se vor amplasa deasupra talvegului la distanţa $a = 4$ (m). Rezultă că sarcina acestora va fi:

$$H^* = z_{NRN} + h_d^{\max} - z_0 - a = H_r + h_d^{\max} - a = 104 + 5{,}20 - 4 = 105{,}20 \text{ (m)}$$

De asemenea se vor admite următoarele valori ale constantelor:

k = 1 (mm)=10^{-3} (m);

$\upsilon = 1{,}006 \cdot 10^{-6}$ [m^2/s] (θ=20 °C);

$\sum \xi_j = 0{,}15 + 0{,}04 + 0{,}05 + 0{,}10 = 0{,}34$ [m]; $\alpha = 1{,}05$;

$L = (\lambda + \lambda_1)H^* = (0{,}195 + 0{,}622) \cdot 105{,}2 = 85{,}95 \approx 86$ (m)

$$\mathrm{Re} = \frac{4Q}{\pi D \upsilon} = \frac{4 \cdot 61{,}33}{\pi \cdot 1{,}006 \cdot 10^{-6} \cdot D} = \frac{77{,}622}{D} \cdot 10^6 \tag{65}$$

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{68}{\mathrm{Re}} + \frac{k}{D}\right)^{0{,}25} = 0{,}11\left(\frac{68 \cdot D}{77{,}622} 10^{-6} + \frac{0{,}001}{D}\right)^{0{,}25}$$

$$\lambda = 0{,}11\left(0{,}876 \cdot D \cdot 10^{-6} + \frac{0{,}001}{D}\right)^{0{,}25} \tag{66}$$

$$m = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \lambda \dfrac{L}{D} + \sum \xi_j}} = \frac{1}{\sqrt{1{,}05 + \dfrac{86 \cdot \lambda}{D} + 0{,}34}}$$

$$m = \frac{1}{\sqrt{1{,}39 + \dfrac{86 \cdot \lambda}{D}}} \tag{67}$$

$$Q = m \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH^*} = \frac{\pi}{4} \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 105{,}20} \cdot m \cdot D^2 = 33{,}664 \cdot m \cdot D^2 \tag{68}$$

Folosind pe rând *formulele (65), (66), (67)* şi *(68)* se obţin datele din *tabelul 28.*

Tabelul 28: Calculul funcției $Q_{gfl} = f(D)$

D	**(m)**	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
Re	**(10^6)**	194,005	97,028	64,685	48,138	38,810
λ	**-**	0,02460	0,02069	0,01869	0,01740	0,01646
m	**-**	0,38696	0,52604	0,60529	0,65577	0,69041
Q_{gfl}	**(m^3/s)**	2,208	12,007	31,085	59,872	98,491

Cu valorile obținute în acest tabel se reprezintă grafic dependența $Q_{gfl} = f(D)$, ca în *figura 35*.

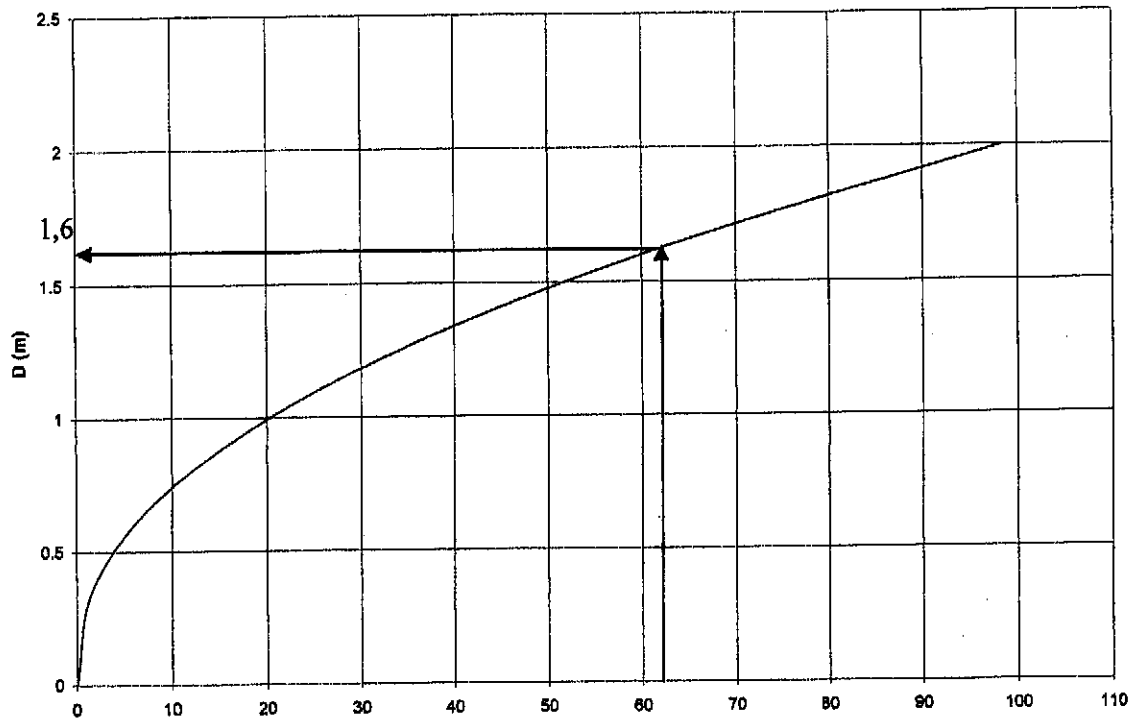


Figura 35: Debitul evacuat prin golirea de fund funcție de diametrul acesteia

Pentru valoarea $Q_{gfl} = 61{,}33$ (m^3/s) se găsește diametrul necesar al unei goliri de fund și anume D = 1,6 (m).

În **concluzie**, în barajul de greutate se vor realiza 3 conducte de golire de fund, câte una pe fiecare deschidere deversoare, fiecare având un diametru de 1,6 (m). Fiecare golire poate evacua 61,33 (m^3/s), iar în total cele trei goliri vor evacua 184 (m^3/s).

1.y.0.1.

D = 1,2 m

7.3. Calculul hidraulic al disipatorului de energie [1, paragraful 4.3]

Disipatoarele de energie sunt construcţii speciale, adiacente descărcătorilor de ape mari, care au rolul de a reduce o parte cât mai mare din energia apei deversate. La barajele importante, descărcarea apelor mari se face prin deschideri din ce în ce mai mici, ceea ce conduce la debite specifice foarte mari (50 – 150 (m^3/s m)) şi la puteri concentrate de ordinul a 30 – 350 (MW/m). Aceasta arată că energia cinetică a debitului descărcat depăşeşte cu mult pe cea necesară întreţinerii curgerii în bieful aval. Surplusul de energie provoacă în aval o erodare puternică a albiei, cu consecinţe din ce în ce mai grave pentru barajul însuşi.

În cazul unui baraj de greutate, la care debitul descărcat este condus în aval de paramentul barajului, soluţia cea mai utilizată este cea a unui *bazin disipator* la piciorul aval al barajului.

Se va adopta soluţia unui bazin disipator de formă dreptunghiulară cu lăţimea b_1=32(m) (vezi *paragraful 7.1.3, relaţia (59))* şi realizat prin o adâncire cu valoarea "*d*" sub nivelul talvegului. La ieşirea din disipator, după pragul aval, se realizează o rizbermă din piatră şi bolovani de râu.

Din punct de vedere hidraulic, în bazinul disipator, racordarea între regimul rapid de curgere de pe parament şi cel lent din albia aval se face prin fenomenul de *salt hidraulic*.

7.3.1. Calculul mărimilor caracteristice ale saltului hidraulic

Saltul hidraulic se caracterizează prin două *înălţimi conjugate*, h_1 la intrarea în salt şi h_2 la ieşirea din salt, precum şi prin *lungimea* l_s a saltului (*figura 36)*, [1], [5], [7].

Înălţimea de intrare h_1 este deja determinată, ea fiind egală cu *înălţimea contractată* h_c, de la piciorul aval al barajului (vezi *paragraful 7.1., relaţia (60)*). Deci:

$$h_1 = h_c = 0{,}508 \text{ (m)}$$

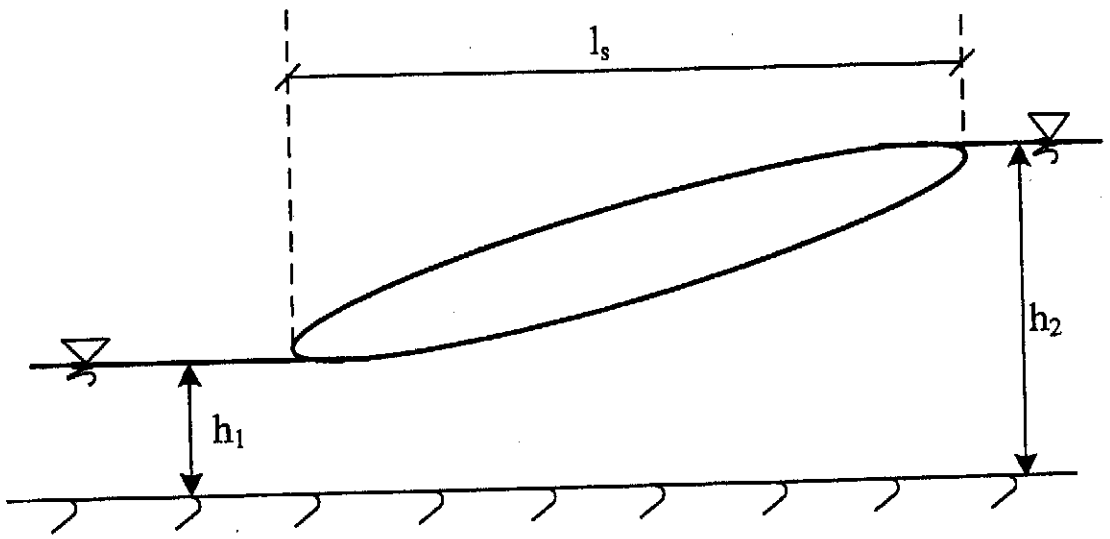


Figura 36: Mărimile caracteristice ale saltului hidraulic

Înălțimea conjugată h_2 se determină cu *relația (69),* [1, pag. 330]:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot q^2}{g \cdot h_1^3}} - 1 \right) \tag{69}$$

Cum b_1=32 (m) și deci $q = 23 \left(\frac{m^3}{s \cdot m} \right)$, rezultă imediat:

$$h_2 = \frac{0{,}508}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 23^2}{g \cdot 0{,}508^3}} - 1 \right) = 14{,}319\,(\text{m})$$

Lungimea saltului hidraulic se poate calcula cu formule empirice, determinate de diferiți cercetători prin prelucrarea statistică a rezultatelor experimentale [1], [5], [6], [7], [13]. Aceste formule dau lungimea saltului l_s funcție de înălțimile conjugate h_1 și h_2 și de numărul Froude al curgerii în amonte de salt (Fr_1). Câteva din aceste formule sunt următoarele:

- *relația* lui *Safranez*

$$l_s = 4{,}5\ h_2 \tag{70}$$

- *relația* lui *Bradley și Peterka*

$$l_s = 6{,}15\ h_2 \tag{71}$$

- *relația* lui *N.N. Pavlovschi,* valabilă în limitele $Fr_1 = 50 - 160$

$$l_s = 2{,}5\ (1{,}9\ h_2 - h_1) \tag{72}$$

- *relații de tipul*

$$l_s = m\ (h_2 - h_1) \tag{73}$$

cu valori diverse pentru m = 5.....7,

- *relația* lui *V.A. Saumian*

$$l_s = 3{,}6 \cdot h_2 \cdot \left(1 - \frac{h_1}{h_2}\right) \cdot \left(1 + \frac{h_1}{h_2}\right)^2 \tag{74}$$

- *relația* lui *Aivazian*

$$l_s = \frac{8 \cdot \left(10 + \sqrt{Fr_1}\right)}{Fr_1} \cdot \Delta E \qquad \text{, în care} \tag{75}$$

$$\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_1 \cdot h_2} \qquad \text{este energia specifică disipată în saltul hidraulic}$$

- *relația* lui *Certousov*, valabilă pentru $Fr_1 \geq 10$

$$l_s = 10{,}3 \cdot h_1 \cdot \left(\sqrt{Fr_1} - 1\right)^{0{,}81} \tag{76}$$

- *relația* lui *C. Iamandi* valabilă pentru $Fr_1 > 4$

$$l_s = 6{,}52 \cdot (h_2 - h_1) \cdot (\log Fr_1)^{-0{,}43} \tag{77}$$

Această multitudine de relații, pune problema folosirii lor. *Relațiile (70), (71)* dau rezultate acoperitoare, relații de genul *(72), (73)* se folosesc pentru calcule preliminare, iar relații de genul celor *(74);...(77)* dau rezultate care corespund mult mai bine cu realitatea. Practic este bine să se folosească mai multe relații, iar valorile adoptate să se verifice prin încercări pe modele.

Cu valorile h_1 și h_2 de mai sus, folosind aceste formule și calculând numărul Froude Fr_1 cu relația

$$Fr_1 = \frac{\alpha \cdot v_1^2}{g \cdot h_1} = \frac{\alpha \cdot q^2}{g \cdot h_1^3} = \frac{1{,}05 \cdot 23^2}{9{,}81 \cdot 0{,}508^3} = 431{,}9 \qquad (78)$$

se obţin pentru l_s următoarele valori în metri:

Tabelul 29

	Safranez	**Bradley**	**Pavlovski**	**m=5**	**Saumian**	**Aivazian**	**Certousov**	**Iamandi**
l_s	64,44	88,06	66,75	69,06	53,31	51,62	58,71	59,36

Valoarea obţinută cu *formula Bradley (71)* diferă mult de celelalte. Eliminând această valoare şi făcând media aritmetică a celorlalte se obţine:

$$l_s = \frac{1}{7}\sum_{j=1}^{7} l_{sj} = 60{,}46 \text{ (m)} \qquad (79)$$

7.3.2. Calculul dimensiunilor bazinului disipator

Aşa cum s-a arătat deja la începutul acestui paragraf, ne propunem să realizăm un bazin disipator de formă dreptunghiulară cu lăţimea b_1=32 (m), adâncit sub nivelul talvegului cu valoarea "d".

Este necesar să determinăm valoarea "d" şi de asemenea lungimea l_d a bazinului disipator (*figura 37*). De asemenea se cere să se determine grosimea "δ" a plăcii din beton armat a bazinului, precum şi alte elemente constructive.

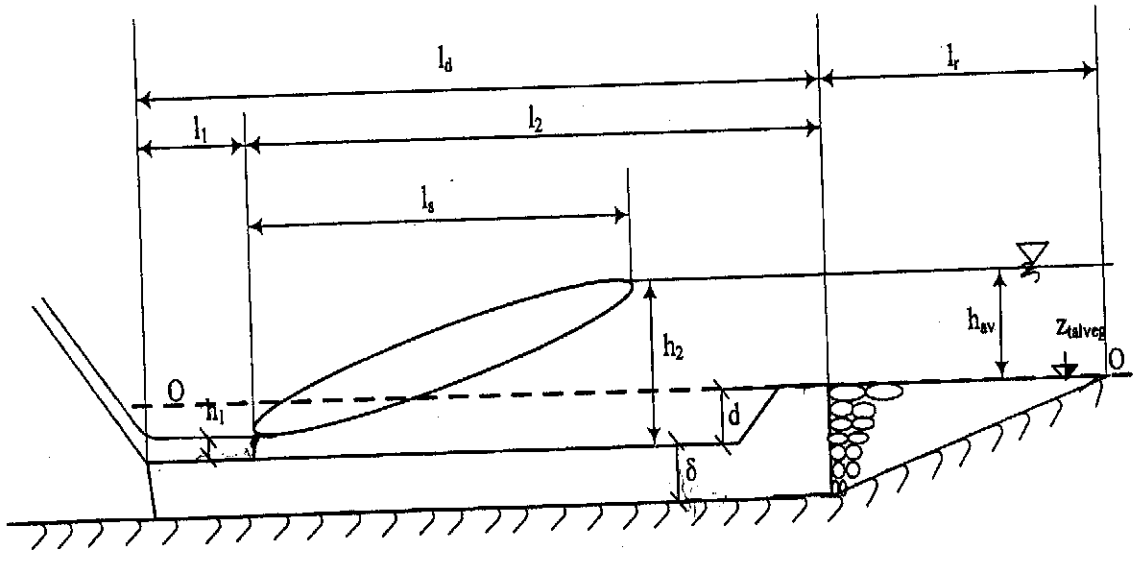


Figura 37: Elemente geometrice ale bazinului disipator

A. Lungimea bazinului disipator se determină în funcţie de lungimea saltului hidraulic l_s şi se verifică prin încercări pe model. Există de asemenea multe relaţii şi diagrame care dau această lungime. De obicei se admite:

$$l_d = l_1 + l_2 \tag{80}$$

în care l_1 rezultă din condiții de racordare între descărcător și bazin și se adoptă o valoare în intervalul [2 – 3] m, iar l_2 din relația

$$l_2 = (4....5)\cdot(h_2 - h_1) > l_s \tag{81}$$

De asemenea se recomandă ca lungimea totală de disipare L_t, care cuprinde și rizberma, să se ia

$$L_t = (6....7)\, h_2 \tag{82}$$

Bazinele simple, fără elemente suplimentare de disipare, se recomandă a fi folosite în situațiile la care $Fr_1 \leq 30$. Pentru valori Fr_1 mai mari, bazinele simple încep să devină neeconomice, dimensiunile saltului și ale bazinului crescând rapid. În acest caz se pot reduce aceste dimensiuni punând unul sau două rânduri de dinți în bazin.

Dacă se admite $l_1 = 2$ *(m)* și cu *formula (81)*

$$l_2 = 4{,}5(14{,}391 - 0{,}508) = 62{,}15 \text{ (m)}$$

se obține cu *relația (80)*:

$$l_d = l_1 + l_2 = 2 + 62{,}15 = 64{,}15 \text{ (m)}$$

Se va admite o cifră rotundă, adică $l_d = 64$ (m).

B. Adâncimea bazinului disipator se determină din condiția ca saltul să fie înecat în bazin, adică nivelul apei la capătul aval al bazinului disipator să nu depășească nivelul din bieful aval (h_{av}), nivel care rezultă din cheia limnimetrică a albiei aval (vezi *figura 37)*. Această condiție se poate scrie sub forma:

$$(1{,}05.....1{,}10)\cdot h_2 \leq d + h_{av} - \Delta z \tag{83}$$

în care $\Delta z = \dfrac{q^2}{2\cdot g\cdot \varphi_v \cdot h_{av}^2}$, este căderea suprafeței libere la ieșirea din bazin. Pentru un calcul acoperitor se poate considera $\Delta z = 0$ și rezultă:

$$d = (1{,}05.....1{,}10)\cdot h_2 - h_{av} \tag{83'}$$

Cheia limnimetrică a albiei aval a fost determinată în *paragraful 1.3.*, pe baza *relației (2)*. Valorile Q și h_{av} sunt centralizate în *tabelul 2*, iar cheia limnimetrică s-a reprezentat grafic în *figura 6*. Din această cheie, pentru debitul maxim $Q_{max}^{1\%} = 736$ (m^3/s), se obține înălțimea apei în bieful aval $h_{av} = 5{,}2$ (m). Cota absolută a nivelului apei în bieful aval va fi:

$$z_{av} = z_o + h_{av} = 400 + 5{,}2 = 405{,}2 \text{ (mdM)} \tag{84}$$

Ca urmare, conform *relației (83')*, se obține:

$$d = 1{,}05 \cdot 14{,}319 - 5{,}2 = 9{,}83 \text{ (m)}$$

Deci bazinul se adâncește sub cota talvegului cu 9,83 (m). Valorile h_1 și h_2, folosite în acest calcul, s-au determinat aplicând relația lui Bernoulli (conservarea energiei) și teorema impulsului (conservarea cantității de mișcare), ambele folosind ca plan de referință O – O , planul talvegului. Valorile vitezelor v_1 și v_2, respectiv a înălțimilor h_1 și h_2, se vor schimba acum dacă energia apei se ia în considerare față de planul $O_1 - O_1$, fundul bazinului disipator (vezi *figura 38*). Față de acest nou plan de referință, energia potențială a apei în amonte va fi mai mare. Față de planul O – O nivelul energetic în amonte era:

$$H_1 = H_r + h_d^{max} + \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g} = H_r + H_0 = 104 + 6{,}391 = 110{,}693 \text{ (m)}$$

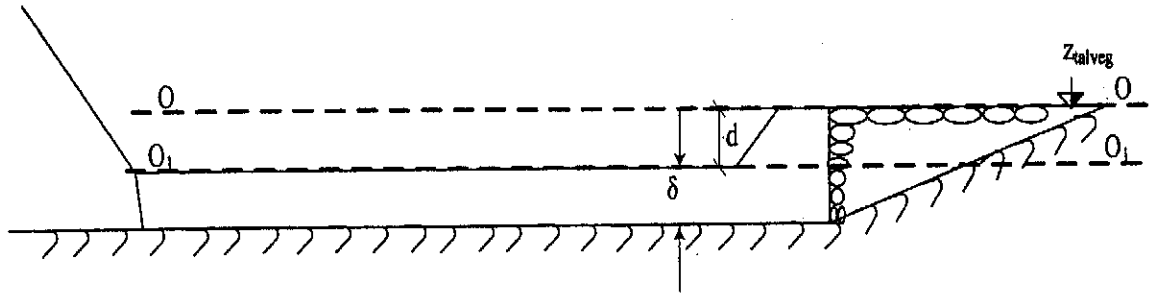


Figura 38: Schimbarea planului de referinţă la calculul adâncimii bazinului disipator

Acum, faţă de noul plan de referinţă, $O_1 - O_1$, nivelul energetic în amonte va fi:

$$H_{11} = H_1 + d = 110{,}693 + 9{,}83 = 120{,}469 \text{ (m)}$$

Ca urmare, viteza în secţiunea contractată va avea o nouă valoare şi anume:

$$v_{11} = \varphi_v \sqrt{2gH_{11}} = 0{,}975\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 120{,}469} = 47{,}40 \text{ (m)}$$

Înălţimea apei h_1 în aceasta secţiune va deveni:

$$h_{11} = \frac{q}{v_{11}} = \frac{23}{47{,}40} = 0{,}485 \text{ (m)}$$

iar înălţimea conjugată h_2 va deveni

$$h_{21} = \frac{h_{11}}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot q^2}{g \cdot h_{11}^3}} - 1 \right) = \frac{0{,}485}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 23^2}{9{,}81 \cdot 0{,}485^3}} - 1 \right) = 14{,}672 \text{ (m)}$$

Rezultă că ieşirea apei din bazin se face la cota:

$$z_1 = z_0 - d + h_{21} = 400 - 9{,}83 + 14{,}672 = 404{,}842 \text{ (mdM)}$$

Cum conform *relaţiei (84)* z_{av}=*405,2* (mdM), rezultă că $z_1 < z_{av}$, adică saltul hidraulic este înecat. Dacă în urma acestei verificări ar fi rezultat $z_1 > z_{av}$, adică saltul hidraulic ar fi fost neînecat, era necesară o nouă adâncire a bazinului disipator. Din *condiţia (83')* se determină această nouă valoare

$$d_1 = (1{,}05 \ldots 1{,}10) h_{21} - h_{av}$$

care determină un nou plan de referinţă $O_2 - O_2$. Verificarea cotei apei la ieşirea din bazin, z_2, se face faţă de acest nou plan $O_2 - O_2$, în acelaşi mod ca mai sus. Se determină pe rând noul nivel energetic H_{12}, apoi viteza v_{12}, înălţimea contractată h_{12}, cea conjugată h_{22} şi în final z_2, care trebuie să fie sub z_{av}. Calculul se reface până la îndeplinirea condiţiei care confirmă faptul că saltul hidraulic este înecat. De regulă nu sunt necesare mai mult de 1 – 2 iteraţii.

Rizberma se realizează din bolovani de râu, la partea superioară cei cu dimensiuni şi greutăţi mai mari, aşezaţi pe un plan înclinat, cu panta 1:3 ... 1:4.

C. Grosimea plăcii radierului bazinului disipator δ se determină din condiţia ca aceasta să fie stabilă la plutire. În mod obişnuit apa stagnează în bazin şi fundaţia acestuia este permanent saturată. Subpresiunea este dată de înălţimea de apă din aval. La verificarea stabilităţii se admite subpresiunea corespunzătoare nivelului normal din aval. Conform schemei din *figura 39*, asupra radierului acţionează următoarele forţe:

- G, greutatea plăcii de beton;
- G_a, greutatea apei din bazin;
- F_s, forţa de subpresiune pe placă.

În timpul funcționării evacuatorului se formează saltul hidraulic, astfel încât greutatea apei din bazin poate fi considerată sub forma unei diagrame trapezoidale cu bazele h_1 și h_2.
Placa radierului va fi stabilă la plutire dacă:

$$G + G_a \geq F_s \tag{85}$$

Dacă prin simplificare considerăm placa ca un paralelipiped cu aria bazei $A = l_d \cdot b$ și grosimea δ, se pot exprima aceste forțe astfel:

$$G = \gamma_b A \delta$$

$$G_a = \frac{\gamma}{2}(h_1 + h_2)A; \tag{86}$$

$$F_s = \gamma h'_{av} A$$

în care: $$h'_{av} = h_{av} + d + \delta \tag{87}$$

Înlocuind în *relația (85)* se obține:

$$\gamma_b A\delta + \frac{\gamma}{2}(h_1 + h_2)A = \gamma(h_{av} + d + \delta)A$$

Simplificând cu A se obține relația

$$\delta \geq \frac{\gamma}{\gamma_b}(h_{av} + d + \delta - 0{,}5h_1 - 0{,}5h_2) \tag{88}$$

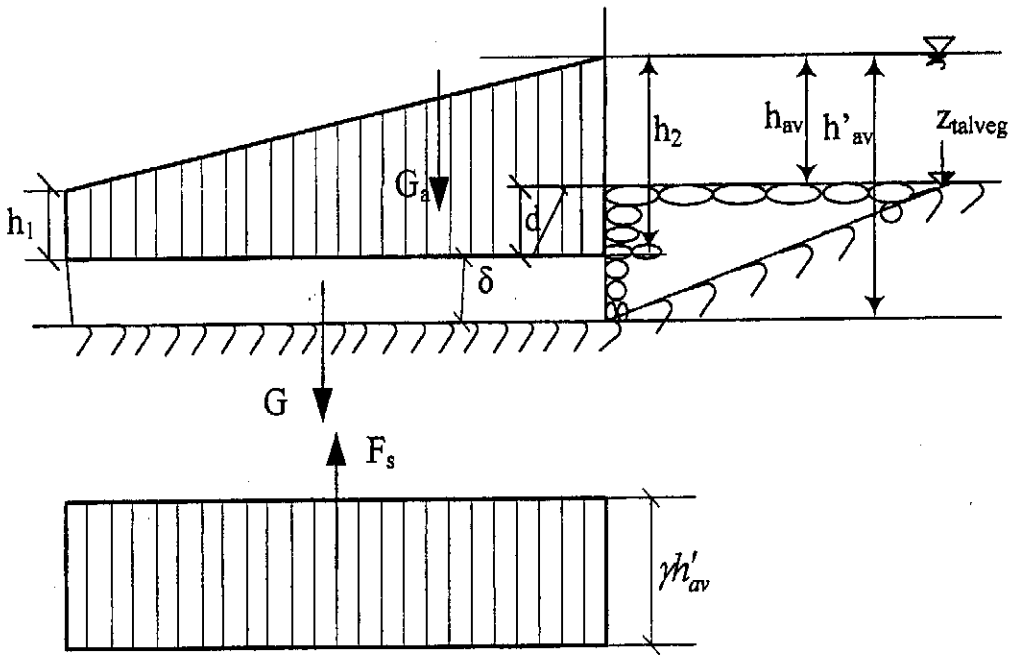


Figura 39: Stabilitatea plăcii radierului

În cazul aplicației noastre:

$\gamma = 1$ (tf/m^3); $\gamma_b = 2{,}4$ (tf/m^3); h_{av}=5,2 (m); d=9,83 (m); h_1=0,508 (m); h_2=14,319 (m), astfel încât se obține:

$$\delta \geq \frac{1}{2,4}(7,6165 + \delta) \qquad (88')$$

Ecuația (88') se rezolvă prin aproximații succesive și se obține $\delta \geq 5,5$ (m). În consecință, dacă placa radierului se realizează cu grosimea $\delta \geq 5,5$ (m), ea va stabilă la plutire.

D. Lungimea rizbermei se determină pe considerente constructive și se verifică prin studii pe modele de laborator. Există și multe relații empirice (vezi [1] paragraful 4.3.2.), dar care dau valori foarte diferite și cu totul aproximative. De aceea, în cele ce urmează, se va adopta o soluție constructivă, ca în *figura 40*.

Rizberma se realizează din bolovani de râu, la partea superioară cu dimensiuni și greutăți mai mari, așezați pe un plan înclinat, cu panta 1:3 ... 1:4.

Rezultă că

$$l_r = 3(d + \delta) = 3(9,83 + 5,50) = 46 \text{ (m)}.$$

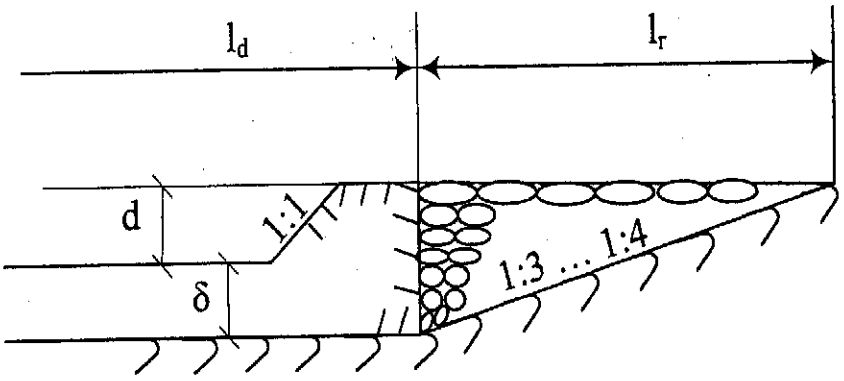


Figura 40: Rizberma din bolovani de râu

E. Deoarece în cazul aplicației noastre curgerea are $Fr_1=431,9$ (m), în literatură se recomandă ca în bazin să se realizeze și un șir de dinți [1], [5], [13], [15].

Pe baza indicațiilor din literatura sus menționată, în bazinul disipator, la o distanță de aproximativ $0,8 \cdot h_2$ față de secțiunea contractată, se așează un rând de dinți având un profil trapezoidal în secțiune longitudinală, cu înălțimea t, baza mică $0,2 \cdot t$ și înclinarea *1:1* spre aval, ca în *figura 41*. Lățimea dintelui și distanța dintre dinți, în sens transversal curgerii, se ia de aproximativ $0,75 \cdot t$. Înălțimea t a dintelui se poate determina din graficul de pe *figura 10 – 17*, pagina 956, Prișcu, volumul 1. Pentru $Fr_1 = 431,9$ rezultă $\frac{t}{h_c} \cong 4$ și în consecință

$$t = 4 \cdot 0,508 = 2,032 \text{ (m)}$$

Vom adopta $t=2$ (m) și rezultă

$$0,2 \cdot t = 0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ (m)}$$

$$0,75 \cdot t = 0,75 \cdot 2 = 1,5 \text{ (m)}$$

De asemenea $0,8 \cdot h_2 = 0,8 \cdot 14,32 = 11,5$ (m).

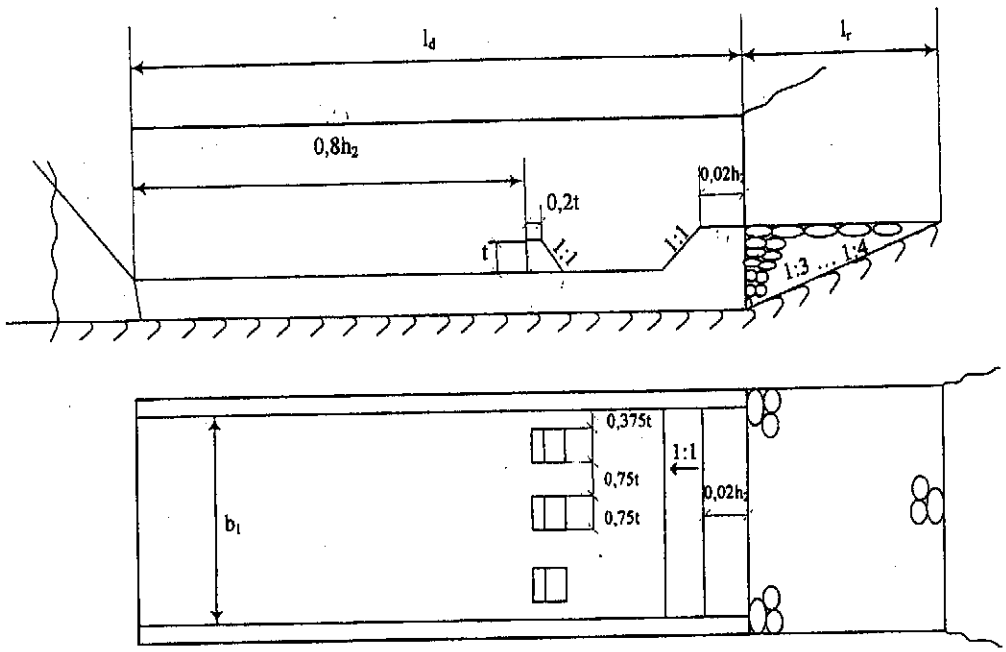


Figura 41: Elemente constructive ale bazinului disipator

Dacă, transversal curgerii, lățimea unui dinte și spațiul dintre doi dinți sunt de 1,50 (m), se vor așeza pe un rând 10 dinți ca în *figura 42*. Pragul terminal are lățimea la suprafață de 2(m) (adoptată constructiv) și înclinarea spre amonte 1:1. Zidurile marginale ale disipatorului vor avea lățimea de 1(m) și se vor înălța până la cota $406\,mdM > z_{av} = 405{,}20\,mdM$. Reprezentarea la scară a vederii în plan și a secțiunii longitudinale prin disipator se poate vedea în *figura 42*. Pentru a preveni erodarea dinților datorită acțiunii abrazive a apei, încărcată cu aluviuni și eventual cu plutitori, aceștia se execută din beton cu un dozaj ridicat de ciment (500 ... 600 kg/m^3) și cu agregate rezistente. Muchiile dinților se protejează de asemenea cu profile metalice.

În *anexa 1* este ilustrată secțiunea transversală printr-un plot deversor al barajului și de asemenea vederea în plan a bazinului disipator. *Anexa 2* prezintă o secțiune transversală printr-un plot nedeversor, iar *anexa 3* conține detaliile impuse prin tema de proiect, respectiv detaliul pilei, al coronamentului și un exemplu pentru rostul de dilatație. Legenda *anexelor 1* și *2* este:

1 – corp baraj;
2 – parament amonte;
3 – parament aval;
4 – picior amonte;
5 – picior aval;
6 – redană;
7 – galerie de injecție;
8 – galerie de vizitare;
9 – voal de injecție;
10 – golire de fund;
11 – grătar rar;
12 – casa vanelor;
13 – vană plană de lucru;
14 – vana de avarii;
15 – deversor profil practic tip A;
16 – pilă;
17 – coronament;
18 – tubație aerisire;
19 – zid lateral deversor;
20 – disipator de energie;
21 – rost transversal;
22 – placa bazinului disipator;
23 – prag transversal;
24 – rost longitudinal al bazinului disipator;
25 - rost transversal al bazinului disipator;
26 – tubație de egalizare a subpresiunii;
27 – rizbermă;
28 – lamă deversantă.

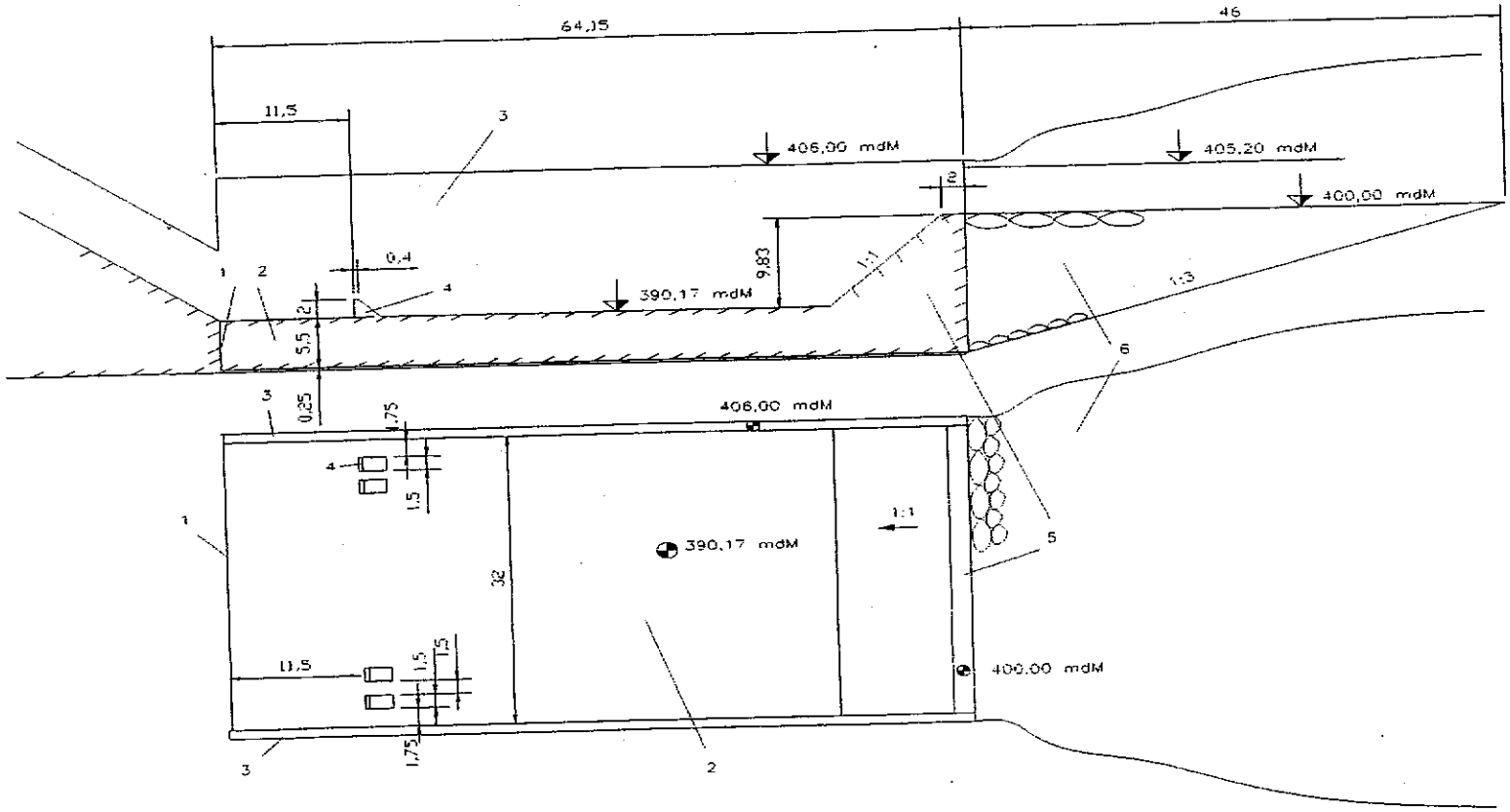
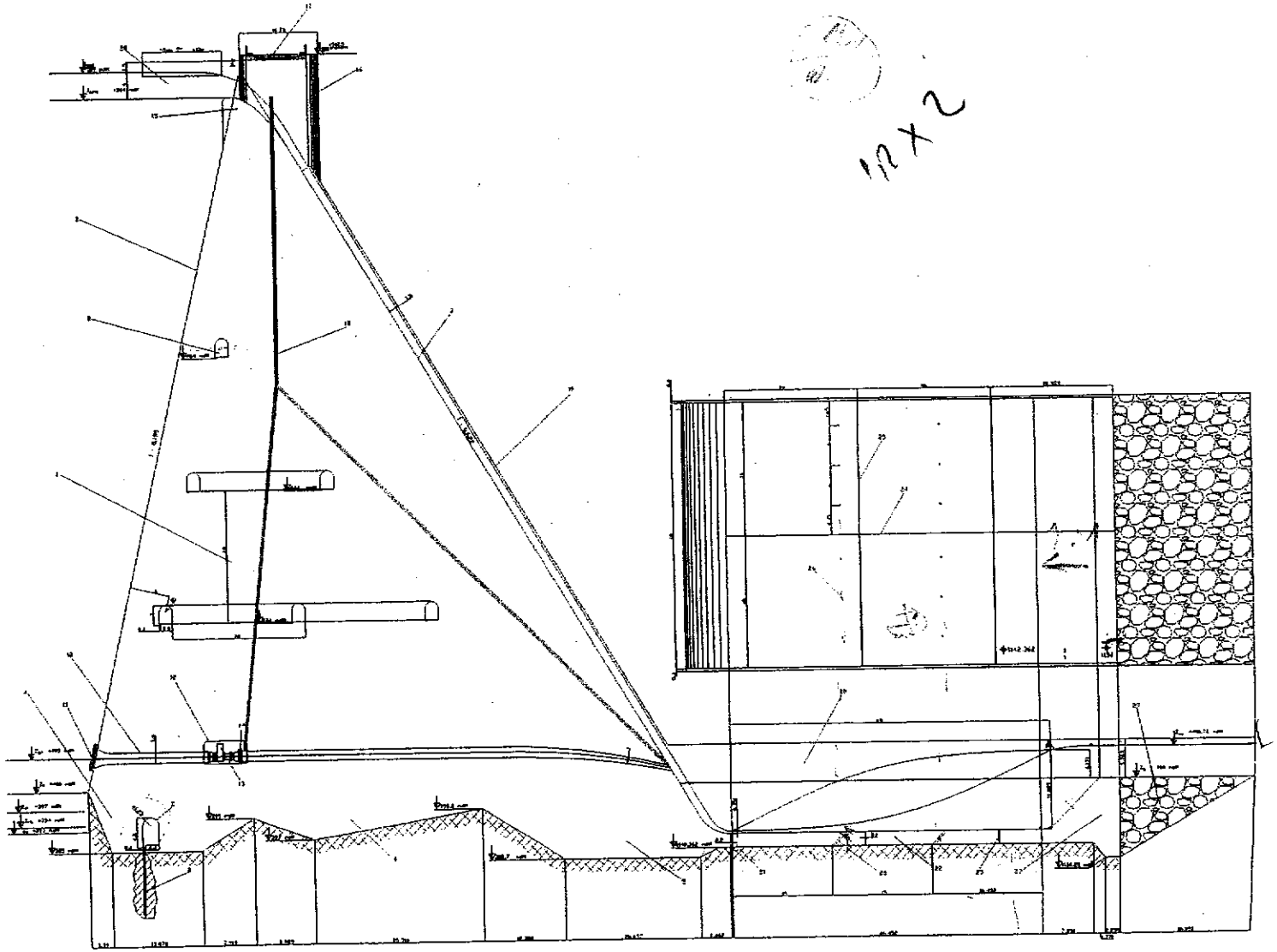


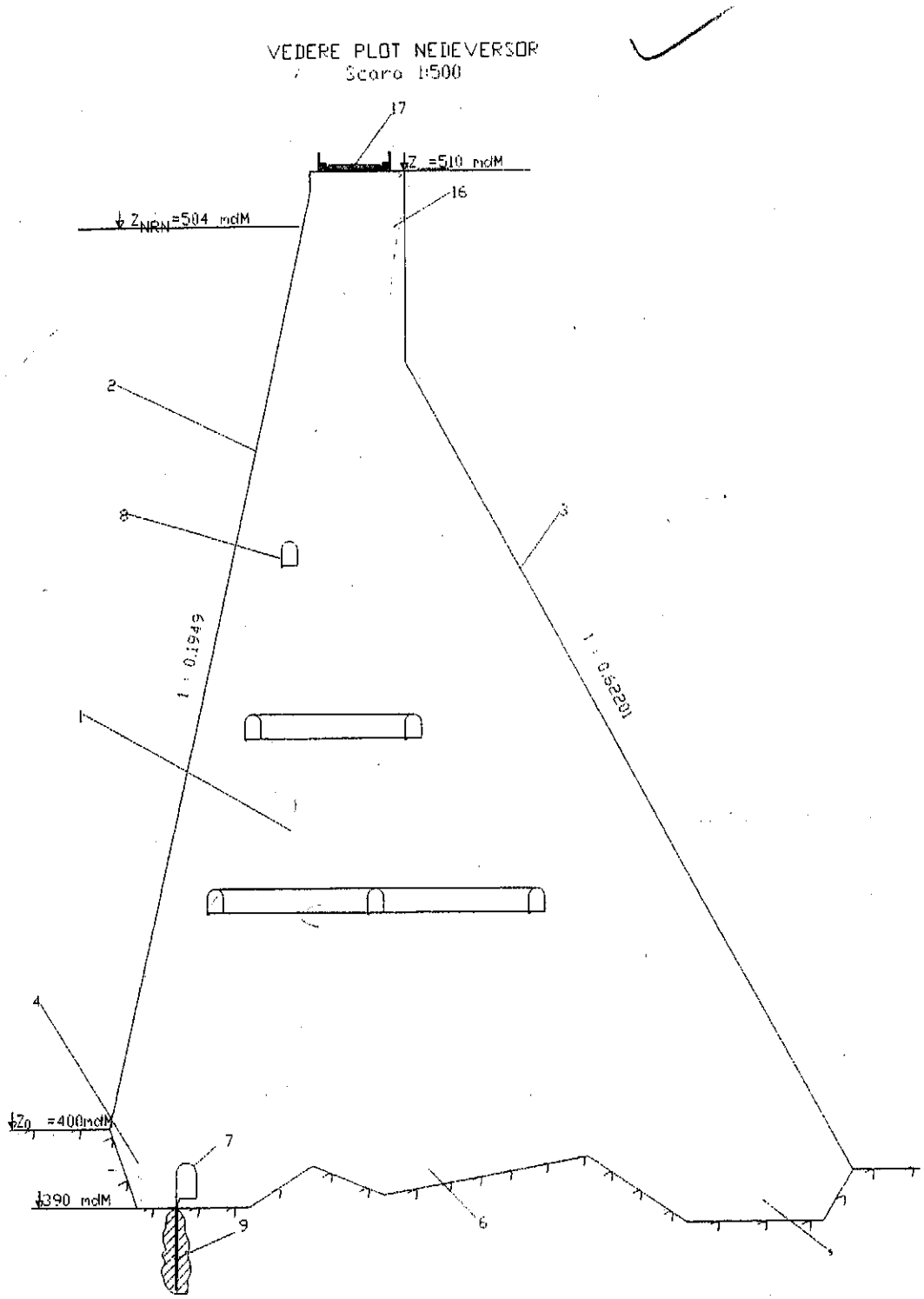
Figura 42. Bazinul disipator de energie
1. rost transversal; 2. placa bazinului; 3. zid marginal; 4. dinți; 5 prag terminal; 6. rizberma din bolovani

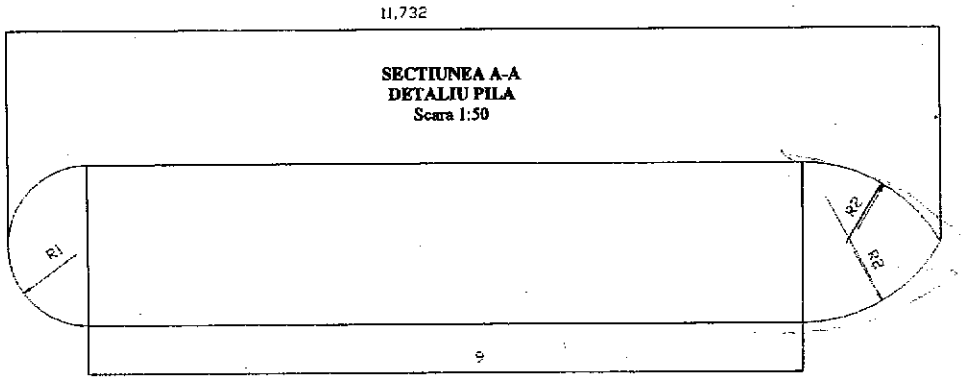
LISTĂ BIBLIOGRAFICĂ

1. **V. Nistreanu, Vi. Nistreanu,** "*Amenajarea resurselor de apă şi impactul asupra mediului*", Ed. BREN, Bucureşti, 1999;
2. **V. Nistreanu,** "*Amenajări hidroenergetice*", curs suport electronic, http://www.hydrop.pub.ro
3. **V. Nistreanu, A. Diacon,** "*Centrale hidroelectrice şi staţii de pompare*", vol. 2, Lito UPB, Bucureşti, 1989;
4. **V. Nistreanu, M. Ghergu,** "*Centrale hidroelectrice şi staţii de pompare*", vol. 1, Lito UPB, Bucureşti, 1989;
5. **R. Prişcu,** "*Construcţii hidrotehnice*", Vol I şi II, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1980;
6. **Cr. Mateescu,** "*Hidraulică*", Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1963;
7. **M.D. Certousov,** "*Hidraulică. Curs special*", Ed. Tehnică, Bucureşti, 1966;
8. **E. Moşony,** "*Water Power Develpment*", PHHA, Budapesta, 1957;
9. **P.G. Kiselev,** "*Îndreptar pentru calcule hidraulice*", Ed. Tehnică, Bucureşti, 1988;
10. **E. Moşony,** "*Wasserkraftwerke*", Akademiai Kiado, Budapesta, 1956;
11. **D. Cioc,** "*Hidraulică*", Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1983;
12. **S. Hâncu, G. Marin,** "*Hidraulică tehnică şi aplicată*", 2 vol., Ed. Cartea Universitară, Bucureşti, 2007;
13. **E. Elevatorski,** "*Hydraulic Energy Dissipaters*", Mc. Graw Hill Book Co., New York, 1959;
14. **M. M. Grişin,** "*Construcţii hidrotehnice*", 2 vol., Ed. Tehnică, Bucureşti, 1958;
15. **A. Popovici,** "*Baraje pentru acumulări de apă*", 2 vol., Ed. Tehnică, Bucureşti, 1992.

Anexa 1

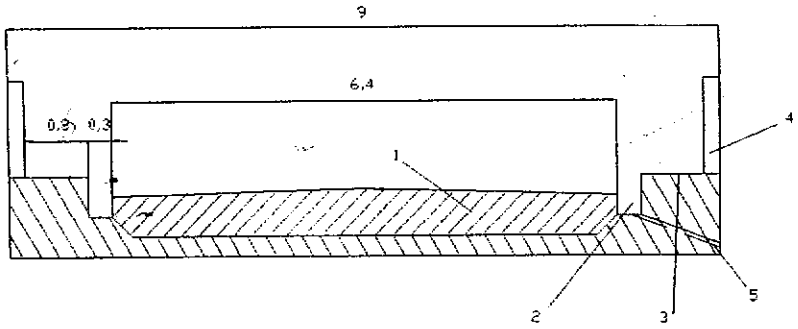



VEDERE PLOT NEDEVERSOR
Scara 1:500
17
Z =510 mdM
16
Z NRN=504 mdM
2
8
3
1 : 0,1949
1 : 0,62201
1
4
Z0 =400mdM
7
390 mdM
9
6
5



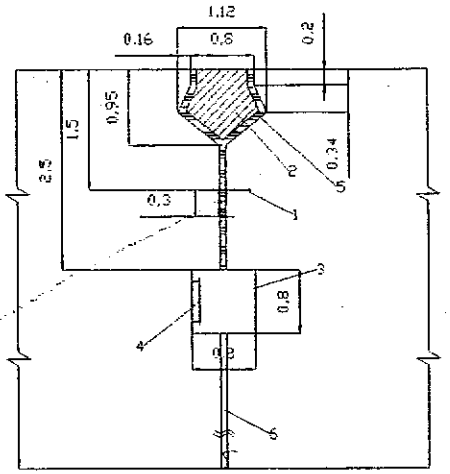
SECTIUNEA A-A
DETALIU PILA
Scara 1:50

DETALIU CORONAMENT
Scara 1:50



1. carosabil
2. rigola
3. trotuar
4. balustrada
5. scurgere rigola

DETALIU ROST DE DILATATIE
scara 1:50



1. tola de cupru
2. pana de beton armat
3. put de vizitare
4. scara
5. panza de iuta bitumata
6. zona libera

CUPRINS

Introducere 1
Tema de proiect 2
1. Date generale ale amplasamentului 4
1.1. Planul de situaţie şi profilul transversal al văii 4
1.2. Curba capacităţii lacului 5
1.3. Cheia limnimetrică a albiei minore 10
2. Atenuarea undei de viitură 13
2.1. Elemente teoretice generale 13
2.2. Metoda simplificată 15
2.3. Metoda grafo – analitică 18
3. Determinarea înălţimii constructive a barajului 28
4. Calculul înclinării paramenţilor barajului de greutate cu parament amonte vertical şi cu ambii paramenţi înclinaţi 29
4.1. Forţele care acţionează asupra barajelor de greutate 29
4.2. Condiţii generale pentru determinarea înclinării paramenţilor 31
4.3. Calculul braţelor forţelor 32
4.4. Calculul înclinării paramentului aval la un baraj cu parament amonte vertical 34
4.5. Calculul înclinării paramenţilor la un baraj cu ambii paramenţi înclinaţi 36
5. Determinarea volumului de beton al barajului de greutate în ambele cazuri 40
6. Calculul eforturilor principale şi trasarea liniilor de egal efort principal 44
6.1. Elemente teoretice, formule de calcul 44
6.2. Trasarea liniilor de egal efort principal 46
6.3. Calculul şi trasarea liniilor de egal efort principal în cazul când lacul de acumulare este plin 47
6.4. Calculul şi trasarea liniilor de egal efort principal în cazul când lacul de acumulare este gol 52
7. Calculul hidraulic al descărcătorilor de ape mari în cazul barajului de greutate 58
7.1. Calculul hidraulic al deversorului cu profil practic 58
7.1.1. Calculul coordonatelor profilului deversorului 58
7.1.2. Calculul cheii limnimetrice a deversorului 61
7.1.3. Calculul adâncimii contractate 64
7.2. Calculul hidraulic al golirii de fund 66
7.3. Calculul hidraulic al disipatorului de energie 70
7.3.1. Calculul mărimilor caracteristice ale saltului hidraulic 70
7.3.2. Calculul dimensiunilor bazinului disipator 72
Listă bibliografică 78

ISBN
978-973-718-869-4